

Titre: Réponse sismique des câbles de ponts haubanés de petites et moyennes portées : effets d'échelle et de l'angle d'incidence des séismes
Title:

Auteur: Benjamin Crestel
Author:

Date: 2007

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Crestel, B. (2007). Réponse sismique des câbles de ponts haubanés de petites et moyennes portées : effets d'échelle et de l'angle d'incidence des séismes
Citation: [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/7969/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7969/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉPONSE SISMIQUE DES CÂBLES
DE PONTS HAUBANÉS DE PETITES ET MOYENNES PORTÉES :
EFFETS D'ÉCHELLE ET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DES SÉISMES

BENJAMIN CRESTEL
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JANVIER 2007



Library and
Archives Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*
ISBN: 978-0-494-29223-5

Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-29223-5

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

**
Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

RÉPONSE SISMIQUE DES CÂBLES
DE PONTS HAUBANÉS DE PETITES ET MOYENNES PORTÉES :
EFFETS D'ÉCHELLE ET DE L'ANGLE D'INCIDENCE DES SÉISMES

présenté par: CRESTEL Benjamin

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre

À Marianne.

À mes parents.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier ici l'ensemble des personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail de maîtrise, et plus particulièrement les personnes suivantes.

Je tiens à remercier le professeur Najib Bouaanani, ing., Ph.D., mon directeur de recherche, pour l'écoute, la confiance et les conseils prodigués tout au long de ce travail de maîtrise. Je voudrais remercier également les professeurs Robert Tremblay, ing., Ph.D. et Bruno Massicotte, ing., Ph.D. pour avoir accepté d'être respectivement président et membre de mon jury de maîtrise. Mes remerciements vont, de manière générale, à l'ensemble du corps professoral du Groupe de Recherche en génie des Structures (GRS) de l'École Polytechnique de Montréal pour la qualité de l'enseignement prodigué.

Je souhaiterais remercier L'École Polytechnique de Montréal et l'École Nationale des Ponts et Chaussées pour m'avoir permis de faire cette maîtrise dans le cadre d'un accord de double diplôme établi entre les deux établissements.

Je voudrais remercier monsieur Rida Hariri, étudiant stagiaire au sein du GRS, pour le temps qu'il a bien voulu consacrer à m'aider dans le traitement des données informatiques d'analyse sismologique et structurale. Ce fut grandement apprécié. Je remercie également madame Camlia Dana Nedisan et monsieur Viacheslav Koval pour m'avoir laissé utiliser leur matériel informatique et permettre de finir mes analyses dans un délai raisonnable.

Je remercie également le Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRNSG) et le Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT) pour leur soutien financier.

Enfin, je tiens à remercier tout spécialement ma conjointe, Marianne Nguyen, pour sa présence indispensable, son soutien indéfectible et sa compréhension permanente tout au long de ces deux années de travail.

RÉSUMÉ

Présentation du problème

Les ponts à haubans de longues et très longues portées font aujourd’hui l’objet de toutes les attentions grâce à de prestigieuses réalisations telles que le pont Stonecutter à Hong-Kong ou le pont Sutong en Chine qui ont tous deux des portées centrales supérieures à 1 000 m. On compte pourtant de nombreux ouvrages haubanés de dimensions plus modestes dont le comportement structural pourrait être menacé par le risque sismique. Parmi toutes les formes et dimensions répertoriées à travers le monde, les ponts haubanés à tablier mince sont couramment utilisés. Ces ponts confèrent une grande partie de la reprise des charges aux haubans. La réponse sismique des câbles dans ce type de pont à haubans est étudiée dans ce travail de maîtrise. Le mémoire présente des travaux sur l’étude du comportement dynamique de ponts à haubans à tablier mince de petites et moyennes portées (104,5 m à 410 m) soumis à des séismes. Une attention particulière est portée à l’influence des séismes de l’Est Canadien, à haut contenu fréquentiel, comparativement à ceux de l’Ouest.

L’étude est subdivisée en trois parties principales. Tout d’abord une revue de littérature présentant les problématiques préalablement traitées par d’autres auteurs et la mise en contexte du projet. La deuxième partie traite de l’analyse sismologique des secousses typiques de l’Est Canadien grâce à l’utilisation de la notion d’axes principaux. La dernière partie est consacrée à l’analyse dynamique bidimensionnelle (2D) et tridimensionnelle (3D) de quatre ponts à haubans de différentes dimensions soumis à des chargements sismiques.

Analyse sismologique

Il est possible, en considérant l’enregistrement d’un tremblement de terre comme un phénomène stochastique aléatoire, produit d’une fonction d’intensité déterministe et d’un

processus aléatoire gaussien, de déterminer un système d'axe dans lequel les enregistrements sont statistiquement décorrélés. Ce système d'axes est appelé principal. Par analogie à la définition de l'intensité d'un séisme proposée par Arias (1970), le séisme libère son énergie uniquement selon les trois axes de ce repère principal sans influence aucune entre elles, libérant son énergie maximale et minimale selon deux de ces directions.

Cette théorie présente l'avantage d'offrir un repère commun à tout enregistrement sismique, sans considération pour la direction ou le lieu d'enregistrement, permettant ainsi une comparaison rigoureuse des effets des séismes. Dans cette étude, trois types de paramètres sont considérés :

- L'orientation des axes principaux ;
- Les rapport des covariances horizontales et verticales ;
- Le rapport des spectres de réponse horizontaux et verticaux.

Les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni, typiques de l'Est Américain, sont analysés. Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus par d'autres chercheurs relativement à des enregistrements de l'Ouest Américain. Le mémoire montre que les deux types de séismes présentent des similitudes en terme de ratios horizontaux, aussi bien pour les covariances que pour les spectres de réponse. Les ratios verticaux font cependant l'objet de grandes incertitudes. On observe par contre certaines différences au niveau de l'orientation spatiale des directions principales et leur interprétation, ce qui refléterait la singularité des sources sismiques de l'Est Canadien.

Analyse structurale

Quatre modèles de ponts à haubans de différentes échelles sont soumis à plusieurs sollicitations sismiques de l'Est et de l'Ouest Américain, à savoir les séismes de Miramichi, du Saguenay, Nahanni, El Centro et Northridge. Les tensions maximales dans chaque câble ainsi que les réactions aux appuis sont traitées. Chaque modèle de pont est modélisé de manière très précise en 3D, ainsi qu'en 2D avec et sans modes de câbles afin de cerner l'influence des modes de vibrations dans la réponse dynamique de ces structures.

L'effet de la taille des ponts sur la réponse dynamique est également étudié, tout comme l'influence de l'angle d'incidence du séisme.

Les analyses 2D ont permis de valider le caractère conservateur de l'utilisation de la direction principale. On observe également que la vibration des câbles n'a qu'une incidence limitée sur leur réponse. Les analyses 3D ont permis de mettre en évidence l'existence d'une direction critique dans la réponse sismique des ponts haubanés ainsi qu'un effet d'échelle variant sensiblement entre les séismes de l'Est et de l'Ouest Américain.

Conclusions

Ce travail de maîtrise présente une analyse approfondie et comparative des séismes de l'Est Canadien, que ce soit intrinsèquement ou dans leur application à quatre modèles de ponts haubanés. Ces différentes analyses permettent de dégager plusieurs caractéristiques propres à ces séismes, notamment sur l'orientation spatiale de leurs axes principaux. Il a également été possible d'estimer les valeurs de ratios entre les différentes directions d'un signal tridimensionnel, outils indispensables à la calibration d'un séisme synthétique 3D.

La modélisation des quatre modèles de ponts haubanés soumis à des sollicitations sismiques a permis de dégager certaines propriétés propres à leur réponse pour l'Est du Canada, notamment l'influence de la dimension de l'ouvrage dans la réponse sismique. Cette influence diffère de celle trouvée pour des séismes de l'Ouest du continent. L'analyse de l'effet de l'angle d'incidence des différents séismes, couplée à l'étude de leur direction principale, a permis de mettre en évidence l'existence d'une incidence critique dans la réponse sismique des câbles de ponts haubanés. Cette conclusion permet également de valider de manière concrète l'importance de la direction principale dans la caractérisation des séismes.

ABSTRACT

Problem statement

Long span cable-stayed bridges are now common and attractive structures thanks to prestigious projects such as the recent Stonecutter bridge in Honk-Kong and the Sutong bridge in China, both with central spans exceeding 1 000 m. There are however many cable-stayed bridges with smaller dimensions and whose structural behaviour could be vulnerable to earthquakes. Among a wide range of typical shapes and dimensions explored worldwide, slender deck cable-stayed bridges are commonly used. Such design implies an important participation of the cable-stays in the structural behaviour of the bridge. This work investigates the structural response of the cable-stays of four slender deck bridges with main spans ranging from 104.5 m to 410 m submitted to seismic loading. A particular attention is given to studying the influence of high frequency Eastern North America earthquakes, in comparison to Western North America earthquakes.

This thesis is composed of three main parts. First of all, a literature review covering main topics related to cable-stayed bridges and earthquake loading is presented to set the context of the current research. The next part focuses on the seismological analysis of ground motions typical of Eastern Canada using the notion of principal axes. The last part of this thesis deals with the seismic analysis of four cable-stayed bridges with different dimensions using 2D and 3D finite element modeling.

Seismological analysis

Considering a seismic record as a stochastic event, defined as the product of a stochastic process by a deterministic intensity function, principal axes of the recorded signal can then be determined in the same way principal stress directions are identified in a solid. Two of these axes correspond to directions along which the earthquake releases maximum and minimum energy in terms of Arias intensity. The principal directions are independent of

those seismograph axes. This allows rigorous comparisons between different earthquakes and their effects.

This transformation is used here to calculate different properties of some Eastern Canada seismic records :

- Orientation of the principal axis ;
- Ratio of the horizontal to the vertical covariances ;
- Ratio of the horizontal to the vertical response spectra.

The earthquake events of Miramichi, Saguenay and Nahanni are analyzed in this work. The results obtained are compared to those from other research dealing with Western America seismic records. This work shows that both kinds of earthquakes have some similarities in terms of ratios of horizontal covariances and horizontal response spectra. However, ratios involving vertical components require more analysis to draw definitive conclusion. Trends in the spatial orientation of the principal axes are also different and would reflect singularities of Eastern North America earthquakes.

Structural analysis

Four cable-stayed bridge models with a similar geometrical design but different dimensions are submitted to seismic loadings typical of Eastern and Western North America, namely Miramichi, Saguenay, Nahanni, El Centro and Northridge events. The response of each of the four cable-stayed bridges is studied using accurate 3D and 2D finite element modeling, with and without cable modes in order to assess the influence of cable vibration. Peak tensions in the cable-stays are analyzed as well as reactions at the base of the pylons. Size effects as well as the influence of the angle of incidence of the earthquake are also investigated.

2D analyses highlight the conservative effect of the principal direction, and show the limited impact of cable vibration in the seismic response of this type of cable-stayed bridges. 3D analyses show a clear size effect in the response of the bridges studied, depending on

the geographic location of the earthquakes (East vs West). A critical angle of incidence of the earthquake is identified for the cable response of these four cable-stayed bridges.

Conclusions

This work presents a detailed analysis of earthquakes typical of Eastern Canada and their effects on the response of four cable-stayed bridges. Several conclusions are drawn regarding the spatial orientation of the principal axis. Typical ratios of covariances and spectra considering different directions are evaluated in this study. These results can be effectively used to calibrate synthetic 3D earthquakes.

The seismic behaviour of cable-stayed bridges subjected to Eastern Canada seismic hazard has rarely been reported in the literature. In the present work, the effect of high frequency content hazard typical of Eastern North America (ENA) is addressed. The response of four small to medium span cable-stayed bridges is investigated under the effect of various ground motions. The seismic analysis of the four cable-stayed bridges pointed out some specific patterns in their response in relation with their dimensions. Some remarks could be made about the existence of a critical angle of incidence of the earthquake for the type of bridges studied.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vi
ABSTRACT	ix
TABLE DES MATIÈRES	xii
LISTE DES FIGURES	xvi
LISTE DES TABLEAUX	xviii
LISTE DES ANNEXES	xx
LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES	xxi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique	1
1.2 Objectifs	2
1.3 Limitations	2
1.4 Plan	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Les séismes	4
2.1.1 Effets et mesures des séismes	4
2.1.1.1 Origines et effets des séismes	4
2.1.1.2 Caractéristiques d'un séisme	7
2.1.1.3 Mesures des séismes	9
2.1.2 Les séismes au Canada	10
2.1.2.1 La carte sismique du Canada	10

2.1.2.2	La singularité de l'Est Canadien	13
2.2	La modélisation parasismique	14
2.2.1	Définition de l'aléa sismique	14
2.2.2	Modélisation élémentaire	15
2.2.2.1	Superposition spectrale	15
2.2.2.2	Utilisation d'un accélérogramme	16
2.2.3	Modélisation complexe	17
2.2.3.1	Méthodes basées sur une analyse spectrale	18
2.2.3.1.1	Codes nord-américains	18
2.2.3.1.2	La règle SRSS	19
2.2.3.1.3	méthode CQC3	19
2.2.3.2	Méthode d'intégration temporelle	19
2.2.3.3	Excitation verticale	20
2.3	Les ponts haubanés	21
2.3.1	Historique	21
2.3.2	Structure des ponts haubanés	22
2.3.2.1	Haubans	23
2.3.2.2	Tabliers	25
2.3.2.3	Pylônes	26
2.3.3	Modélisation des ponts haubanés	28
2.3.3.1	Modélisation statique	29
2.3.3.2	Modélisation dynamique	30
CHAPITRE 3 MODÉLISATION SISMOLOGIQUE	33
3.1	Fondements théoriques	33
3.1.1	Axes principaux d'un tremblement de terre	33
3.1.2	Commentaires	34
3.2	Application à des séismes de l'Est Canadien	36
3.2.1	Sélection des enregistrements	36
3.2.2	Valeurs calculées	37

3.2.2.1	Covariances	39
3.2.2.2	Spectres de réponse	40
3.3	Résultats	43
3.3.1	Orientations des directions principales	44
3.3.1.1	Directions principales	44
3.3.1.2	Inclinaison des axes principaux verticaux	45
3.3.2	Covariances	47
3.3.3	Réponses spectrales	48
3.3.3.1	Miramichi	48
3.3.3.2	Saguenay	51
3.3.3.3	Nahanni	51
3.3.3.4	Autres valeurs calculées	52
3.3.4	Discussion	53
	CHAPITRE 4 MODÉLISATION STRUCTURALE	57
4.1	Présentation des modèles par éléments finis	57
4.1.1	Modèles 3D	60
4.1.1.1	Le tablier	61
4.1.1.2	Les pylônes	62
4.1.1.3	Les haubans	64
4.1.2	Modèles 2D	66
4.1.2.1	Avec modes de câbles	68
4.1.2.2	Sans mode de câbles	69
4.1.3	Modélisation dynamique	69
4.1.3.1	Amortissement	69
4.1.3.2	Méthode de calcul des modes propres	70
4.1.3.3	Modélisation sismique	70
4.2	Modes propres et calculs de l'amortissement	71
4.2.1	Modèle 9@5.5m	73
4.2.2	Modèle 14@6m	75

4.2.3 Modèle 17@7m	78
4.2.4 Modèle 20@10m	81
4.3 Analyses	84
4.3.1 Analyse 2D	84
4.3.2 Analyse 3D	85
4.4 Résultats	85
4.4.1 Réponse sismique détaillée d'un modèle 2D	85
4.4.2 Résultats des modèles 2D	86
4.4.2.1 Effet de la direction principale	88
4.4.2.2 Effet des modes de câbles	89
4.4.3 Résultats des modèles 3D	112
4.4.3.1 Effet d'échelle	112
4.4.3.2 Effet de l'angle d'incidence des séismes	116
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS	120
5.1 Analyse sismologique	120
5.2 Analyse structurale	121
5.3 Synthèse	121
5.4 Études futures	124
RÉFÉRENCES	126
ANNEXES	130

LISTE DES FIGURES

FIG. 2.1	Représentation des ondes sismiques mises en jeu.	6
FIG. 2.2	Principaux tremblements de terre au Canada.	11
FIG. 2.3	Situation tectonique de la côte Pacifique Canadienne.	12
FIG. 2.4	Exemples de configurations de ponts haubanés.	24
FIG. 2.5	Configurations de haubanage possibles.	25
FIG. 2.6	Quelques exemples de sections de tabliers.	26
FIG. 2.7	Quelques exemples de sections de pylônes.	27
FIG. 3.1	Angles θ_h et θ_v	41
FIG. 3.2	Propriétés spatiales des sites d'enregistrement de Miramichi.	45
FIG. 3.3	Propriétés spatiales des sites d'enregistrement du Saguenay.	46
FIG. 3.4	Propriétés spatiales des sites d'enregistrement de Nahanni.	47
FIG. 4.1	Vue des quatre modèles de ponts haubanés.	59
FIG. 4.2	Vue des pylônes des quatre modèles de ponts haubanés.	60
FIG. 4.3	Modèle type de pont haubané en 3D.	61
FIG. 4.4	Vues d'un modèle type de pylône.	62
FIG. 4.5	Connexion tablier-pylône.	64
FIG. 4.6	Vue en profil de la déformée d'une chaînette.	67
FIG. 4.7	Modèle type de pont haubané en 2D.	67
FIG. 4.8	Connexion haubans-pylône pour les modèles 2D.	68
FIG. 4.9	Deux modes propres du modèle 9@5.5m.	71
FIG. 4.10	Amortissement pour les modèles 9@5.5m.	74
FIG. 4.11	Amortissement pour les modèles 14@6m.	77
FIG. 4.12	Amortissement pour les modèles 17@7m.	80
FIG. 4.13	Amortissement pour les modèles 20@10m.	83
FIG. 4.14	Déplacements calculés pour le modèle 9@5.5m	87
FIG. 4.15	Tensions des haubans pour le pont 9@5.5m en 2D - Saguenay. . . .	90
FIG. 4.16	Tensions des haubans pour le pont 9@5.5m en 2D - Saguenay (suite). . . .	91
FIG. 4.17	Tensions des haubans pour le pont 9@5.5m en 2D (fin).	92

FIG. 4.18	Réactions pour le pont 9@5.5m en 2D.	93
FIG. 4.19	Tensions des haubans pour le pont 14@6m en 2D - Saguenay.	94
FIG. 4.20	Tensions des haubans pour le pont 14@6m en 2D - Saguenay (suite).	95
FIG. 4.21	Tensions des haubans pour le pont 14@6m en 2D (fin).	96
FIG. 4.22	Réactions pour le pont 14@6m en 2D.	97
FIG. 4.23	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D - Saguenay.	98
FIG. 4.24	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D - Saguenay (suite).	99
FIG. 4.25	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D - Saguenay (suite).	100
FIG. 4.26	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D - Saguenay (suite).	101
FIG. 4.27	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D (suite).	102
FIG. 4.28	Tensions des haubans pour le pont 17@7m en 2D (fin).	103
FIG. 4.29	Réactions pour le pont 17@7m en 2D.	104
FIG. 4.30	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D - Saguenay.	105
FIG. 4.31	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D - Saguenay (suite).	106
FIG. 4.32	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D - Saguenay (suite).	107
FIG. 4.33	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D - Saguenay (suite).	108
FIG. 4.34	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D (suite).	109
FIG. 4.35	Tensions des haubans pour le pont 20@10m en 2D (fin).	110
FIG. 4.36	Réactions pour le pont 20@10m en 2D.	111
FIG. 4.37	Tensions des haubans pour les modèles 3D.	113
FIG. 4.38	Tensions des haubans pour les modèles 3D (suite).	114
FIG. 4.39	Réactions maximales pour les modèles 3D.	115
FIG. 4.40	Réactions Z maximales pour les modèles 3D.	116
FIG. 4.41	Variation de la direction principale d'un séisme.	117

LISTE DES TABLEAUX

TAB. 3.1	Enregistrements sismiques de Miramichi retenus pour l'analyse.	37
TAB. 3.2	Enregistrements sismiques du Saguenay retenus pour l'analyse.	38
TAB. 3.3	Enregistrements sismiques de Nahanni retenus pour l'analyse.	39
TAB. 3.4	Résultats moyens des ratios des covariances.	43
TAB. 3.5	Résultats moyens des ratios des spectres de réponse.	49
TAB. 3.6	Résultats moyens des ratios des spectres de réponse dans R_{princ_V} . .	50
TAB. 3.7	Ratio horizontal moyen des spectres de réponse.	51
TAB. 3.8	Résultats de la méthode RSP.	53
TAB. 4.1	Données des modèles.	58
TAB. 4.2	Dimensions des éléments finis du tablier.	62
TAB. 4.3	Périodes des principaux modes propres du modèle 9@5.5m.	72
TAB. 4.4	Masses modales du modèle 9@5.5m (Direction X).	72
TAB. 4.5	Masses modales du modèle 9@5.5m (Direction Y).	72
TAB. 4.6	Masses modales du modèle 9@5.5m (Direction Z).	73
TAB. 4.7	Périodes des principaux modes propres du modèle 14@6m.	75
TAB. 4.8	Masses modales du modèle 14@6m (Direction X).	75
TAB. 4.9	Masses modales du modèle 14@6m (Direction Y).	76
TAB. 4.10	Masses modales du modèle 14@6m (Direction Z).	76
TAB. 4.11	Périodes des principaux modes propres du modèle 17@7m.	78
TAB. 4.12	Masses modales du modèle 17@7m (Direction X).	78
TAB. 4.13	Masses modales du modèle 17@7m (Direction Y).	79
TAB. 4.14	Masses modales du modèle 17@7m (Direction Z).	79
TAB. 4.15	Périodes des principaux modes propres du modèle 20@10m.	81
TAB. 4.16	Masses modales du modèle 20@10m (Direction X).	82
TAB. 4.17	Masses modales du modèle 20@10m (Direction Y).	82
TAB. 4.18	Masses modales du modèle 20@10m (Direction Z).	83
TAB. 4.19	Enregistrements de El Centro et du Northridge.	86
TAB. 4.20	Écart de tension maximal dû aux modes de câbles (Avec-Sans). .	89

TAB. 4.21	Angles d'incidence séismique <i>vs</i> direction principale.	118
TAB. 4.22	Angles d'incidence séismique <i>vs</i> direction principale (suite).	118
TAB. 4.23	Incidence critique des tremblements de terre.	119
TAB. I.1	Résultats des axes principaux pour Miramichi.	130
TAB. I.2	Résultats des axes principaux pour le Saguenay.	131
TAB. I.3	Résultats des axes principaux pour le Saguenay (suite).	132
TAB. I.4	Résultats des axes principaux pour Nahanni.	133
TAB. II.1	Ratios des spectres de réponse pour Miramichi.	135
TAB. II.2	Ratios des spectres de réponse pour Miramichi (suite).	136
TAB. II.3	Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay.	137
TAB. II.4	Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay (suite).	138
TAB. II.5	Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay (fin).	139
TAB. II.6	Ratios des spectres de réponse pour Nahanni.	140
TAB. II.7	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Miramichi	141
TAB. II.8	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Miramichi (suite)	142
TAB. II.9	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Saguenay	143
TAB. II.10	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Saguenay(suite)	144
TAB. II.11	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Saguenay (fin)	145
TAB. II.12	Ratios des spectres de réponse (vertical) pour Nahanni	146
TAB. III.1	Dimensions des haubans pour le modèle 9@5.5m.	147
TAB. III.2	Dimensions des haubans pour le modèle 9@5.5m (suite).	148
TAB. III.3	Dimensions des haubans pour le modèle 14@6m.	149
TAB. III.4	Dimensions des haubans pour le modèle 14@6m (suite).	150
TAB. III.5	Dimensions des haubans pour le modèle 17@7m.	151
TAB. III.6	Dimensions des haubans pour le modèle 17@7m (suite).	152
TAB. III.7	Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m.	153
TAB. III.8	Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (suite).	154
TAB. III.9	Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (suite).	155
TAB. III.10	Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (fin).	156

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I	RATIOS DES COVARIANCES	130
ANNEXE II	RATIOS DES SPECTRES DE RÉPONSE	134
ANNEXE III	DIMENSIONS DES HAUBANS POUR LES 4 MODÈLES	147

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

- :	Sans objet ; dans un tableau, signifie qu'une donnée n'a pas de raison d'être calculée.
A :	Section de l'élément.
a_0 :	Coefficient de la matrice de masse dans l'amortissement de Rayleigh.
a_1 :	Coefficient de la matrice de rigidité dans l'amortissement de Rayleigh.
$a_i(t)$:	Accélération au sol dans la direction $i = x, y, z$.
a_{\max} :	Accélération de pointe au sol (« Peak ground acceleration »).
a_{RMS} :	Accélération moyenne quadratique (« Root Mean Square »).
$b_i(t)$:	Processus stochastique stationnaire modélisant l'accélération du sol dans la direction $i = x, y, z$.
β :	Matrice des covariances du processus stochastique $b_i(t)$.
c :	Amortissement du degré de liberté considéré.
\mathbf{C} :	Matrice d'amortissement pour le système considéré.
$D_{\text{epic.}}$:	Distance entre le site d'enregistrement et l'épicentre.
d :	Distance horizontale entre les ancrages d'un hauban.
E :	Module d'Young.
E^* :	Module d'Young équivalent calculé par la formule d'Ernst.
$E[a_i(t), a_j(t)]$:	Covariance des accélérations $a_i(t)$ et $a_j(t)$.
g :	Accélération du champ de gravitation terrestre.
γ_h :	Ratio des covariances principales horizontales.
γ_v :	Ratio de la covariance principale verticale sur la covariance principale horizontale majeure.
H :	Tension horizontale d'un hauban.
I_1 :	1 ^{er} invariant du tenseur des I_{ij} .
I_O :	Intensité d'Arias au point O.
I_{ij} :	Intensité croisée du séisme dans les directions i et j , tel que défini par Arias (1970).

k :	Rigidité du degré de liberté considéré.
\mathbf{K} :	Matrice de rigidité pour le système considéré.
m :	Masse du degré de liberté considéré.
\mathbf{M} :	Matrice de masse pour le système considéré.
M_L :	Magnitude de Richter.
n.c :	Non calculé; dans un tableau, signifie qu'une donnée n'a pas pu être calculée.
ν :	Coefficient de Poisson.
\mathbf{P} :	Matrice de passage vers les axes principaux du séisme.
r :	Réponse d'une structure.
R_{princ} :	Repère principal correspondant aux axes principaux du séisme considéré.
R_{princ_V} :	Repère correspondant aux axes principaux du séisme considéré avec un axe quasi-vertical ramené à la vertical et les deux autres dans le plan horizontal.
ρ :	Densité du matériau.
ρ_h :	Ratio des spectres de réponse en accélération des directions principales horizontales.
ρ_v :	Ratio du spectre de réponse en accélération de la direction verticale sur la direction majeure horizontale.
σ :	Contrainte dans l'élément considéré.
$\sigma_{ij}(t)$:	Covariance des accélérations $a_i(t)$ et $a_j(t)$.
σ_1 :	Covariance principale horizontale mineure.
σ_2 :	Covariance principale horizontale majeure.
σ_v :	Covariance principale verticale.
S_a :	Spectre de réponse en accélération.
Std :	Écart-type de la donnée considérée.
t_0 :	Début de l'accélérogramme.
t_f :	Fin de l'accélérogramme.

θ_h :	Angle entre la direction principale horizontale majeure et la direction épicentrale.
θ_v :	Angle entre la direction principale verticale et la verticale (Z).
X :	Direction X ; dans le cas des modèles de ponts, correspond à la direction transversale.
$x(t)$:	Déplacement dans la direction X au degré de liberté considéré.
$x_g(t)$:	Déplacement au sol dans la direction X .
$x_t(t)$:	Déplacement total dans la direction X au degré de liberté considéré.
Y :	Direction Y ; dans le cas des modèles de ponts, correspond à la direction longitudinale.
$\zeta(t)$:	Fonction d'intensité de l'enregistrement séismique.
Z :	Direction verticale.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Problématique

Les ponts à haubans ont connu un essor considérable au cours des quarante dernières années dû notamment au développement de l'outil informatique. On recense aujourd'hui des structures aux dimensions inimaginables il y a de cela quelques dizaines d'années seulement. Ces ponts à haubans de longues et de très longues portées font ainsi l'objet de toutes les attentions grâce à de prestigieuses réalisations telles que le pont Stonecutter à Honk-Kong ou le pont Sutong en Chine qui ont tous deux des portées centrales supérieures à 1 000 m. On compte pourtant de nombreux ouvrages haubanés de dimensions plus modestes dont le comportement structural pourrait être menacé par le risque sismique, notamment celui de l'Est Canadien dont le contenu fréquentiel plus important serait susceptible de solliciter des structures plus rigides. Parmi l'ensemble des formes de ponts haubanés recensées à travers le monde, il était nécessaire de se restreindre à un choix pour cette étude. Ce choix s'est porté sur les ponts à tablier mince en béton, qui présentent la particularité d'un haubanage dense. La réponse des haubans dans ce type de structure est donc source d'interrogations.

S'intéressant à la réponse sismique de ces ponts haubanés, il est important de pouvoir évaluer clairement la différence entre séismes de l'Est et de l'Ouest du continent Nord-Américain. Au cours des années 1970 a été développée la notion d'axes principaux d'un séisme qui se révèle être d'un grand intérêt dans l'analyse sismologique et structurale. Cette théorie a fait l'objet de plusieurs études ainsi que d'une application importante pour la combinaison des résultats d'analyses sismiques multidirectionnelles (méthode CQC3), mais n'a jamais été utilisée pour l'analyse des séismes de l'Est Canadien. Cependant, cette théorie n'en reste pas moins sujette aux hypothèses formulées par ses auteurs et manque de validations pratiques dans l'analyse dynamique de structures complexes, telles que les ponts à câbles.

1.2 Objectifs

Cette maîtrise a deux objectifs. Tout d'abord l'analyse sismologique d'enregistrements historiques caractéristiques de l'Est Canadien. L'accent est mis sur les ratios existants entre les différentes directions de l'enregistrement et sur leur comparaison avec les résultats précédemment obtenus dans l'Ouest Américain par d'autres chercheurs. Ces valeurs pourraient être utilisées pour la calibration de signaux synthétiques tri-dimensionnels. L'autre objectif est l'analyse sismique des haubans de ponts haubanés à tablier mince en béton. Le comportement dynamique complexe de ces structures peut-il mettre en évidence un effet d'échelle pour les séismes de l'Est et de l'Ouest Nord-Américain ? Pour ce faire, et compte tenu de la multitude de données disponibles, l'analyse est restreinte au comportement dynamique des câbles et des réactions de l'ouvrage. L'influence de la vibration des câbles est également analysée à l'aide de modèles éléments finis en deux dimensions. La mise en pratique de la théorie des axes principaux est validée à l'aide de modèles éléments 2D et 3D. On s'intéresse aussi à l'influence de l'orientation de la sollicitation sismique sur la réponse dynamique de l'ouvrage afin de caractériser une éventuelle direction critique pour les haubans de la structure.

1.3 Limitations

Le sujet des ponts haubanés est bien trop vaste pour pouvoir mener une étude exhaustive sur le sujet. Que ce soient les formes ou les caractéristiques étudiées, il n'est pas possible de traiter cette question au complet. Il est donc nécessaire de restreindre le champ d'étude à un domaine réalisable dans le cadre d'une maîtrise recherche, que ce soit pour la forme ou les caractéristiques étudiées.

Les ponts haubanés utilisés dans ce mémoire sont le fruit du travail de l'auteur et ne correspondent pas à des réalisations existantes. De caractère réaliste, ils supportent cette étude théorique sur le comportement général de ponts haubanés de petites et moyennes portées. Suffisamment proche de la réalité pour pouvoir constituer une première étude, la

démarche de ce mémoire peut être appliquée à des ponts existants.

1.4 Plan

Ce mémoire s'articule en trois parties consistant en une revue de littérature et les parties d'analyses sismologique et structurale.

La revue de littérature présente la problématique générale liée aux tremblements de terre et à leurs conséquences sur les structures de génie civil ainsi qu'à la modélisation du phénomène sismique. S'en suit une présentation générale des ponts haubanés et de leur modélisation.

La partie d'analyse sismologique introduit la théorie de base avant de la voir appliquée aux tremblements de terre de l'Est Canadien.

Dans la dernière partie, on s'intéressera au comportement de quatre modèles de ponts de dimensions variables soumis à différents séismes de l'Est et de l'Ouest.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Les séismes

L'objectif de cette première partie est de présenter sommairement l'étendue des connaissances dans le domaine de la sismologie, pour le cas de l'Amérique en général, et du Québec en particulier. De nombreuses informations sont disponibles à ce sujet dans la littérature, notamment Filiatrault (1996) et Udiàs (1999).

2.1.1 Effets et mesures des séismes

2.1.1.1 Origines et effets des séismes

On dénombre deux origines principales aux séismes : les séismes naturels et les séismes induits. Les séismes naturels sont principalement d'origine tectonique. Causés par le mouvement relatif des plaques tectoniques, ces séismes sont les plus courants et les plus destructeurs. Ils se produisent principalement dans la croûte terrestre (entre 60 et 100 km de profondeur) au niveau des connexions entre plaques (mouvement latéral, divergent, ou de subduction) même si on en recense certains à l'intérieur même de ces plaques. Ces séismes intra-plaques peuvent survenir sur tous les continents (notamment au Québec) et leur mécanisme reste méconnu. Le phénomène sismique naturel s'explique par la théorie élastique de Reid qui stipule qu'une faille ne peut bouger tant que des contraintes substantielles ne s'accumulent pas de chaque côté. Ces contraintes vont atteindre la limite du roc qui va reprendre brutalement une position d'équilibre sans contrainte, libérant son énergie sous forme d'ondes sismiques. On observe des failles par glissement latéral, des failles normales, ou renversées. A noter que l'activité volcanique s'accompagne parfois d'une activité sismique. D'autres sources de séismes ont été répertoriées, issues de l'activité humaine (séismes induits). La mise en eau de grands réservoirs de barrage peut générer

des contraintes suffisamment importantes dans la croûte terrestre pour causer un séisme. Les explosions ou l'effondrement de grottes ou de mines sont d'autres sources possibles.

Quelle que soit l'origine d'un tremblement de terre, le phénomène résultant est la propagation d'ondes sismiques au sein de la Terre. Un séisme est ainsi la somme de quatre ondes (figure 2.1), que l'on peut regrouper en deux catégories :

1. Les ondes de volume : Elles voyagent à travers la croûte terrestre. Elles sont les premières à être enregistrées.
 - Les ondes P : Ondes de compression. Vibrant à une fréquence importante, elles sont rarement nocives pour les structures de génie civil. Ce sont les ondes sismiques les plus rapides à voyager, étant ainsi enregistrées en premier par les sismographes.
 - Les ondes S : Ondes de cisaillement agissant dans un plan perpendiculaire à leur propagation. Elles sont les principales responsables des dommages causés par un séisme. On les enregistre plus ou moins rapidement après les ondes de compression, dépendamment de la distance à l'épicentre et des propriétés de propagation des ondes des matériaux traversés.
2. Les ondes de surface : Elles prennent naissance et se propagent à la surface de la Terre. Elles sont ainsi les dernières à être enregistrées par les sismographes. Elles sont rarement dangereuses pour les structures de génie civil en raison de leurs grandes périodes de vibrations.
 - Les ondes de Love : Ondes de cisaillement agissant dans le plan de la surface, perpendiculairement à leur direction de propagation.
 - Les ondes de Rayleigh : Crètent un mouvement elliptique du sol, semblable à l'effet des vagues.

Ces ondes sismiques créent un mouvement du sol, agissant sur les structures de génie civil par leur accélération. En effet, l'équation du mouvement pour un système à un degré de

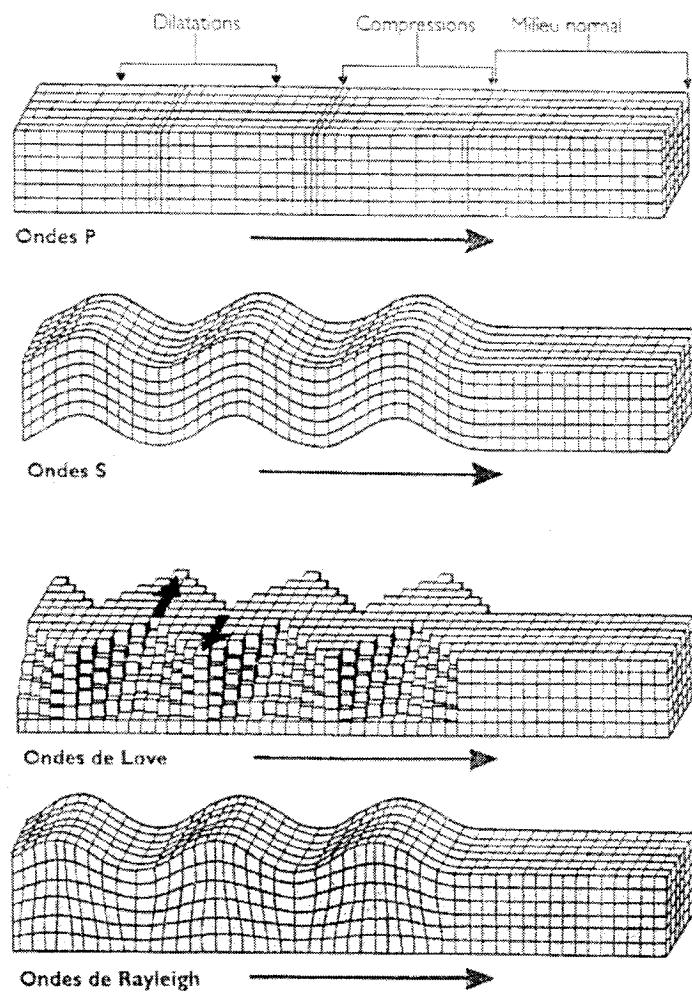


FIG. 2.1 Représentation des ondes sismiques mises en jeu [source : EOST, 2001].

liberté s'écrit :

$$m\ddot{x}_t(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (2.1)$$

où $x_t(t)$ représente le déplacement total du système, somme du déplacement au sol $x_g(t)$ et du déplacement relatif au degré de liberté considéré $x(t)$. Ce qui conduit à l'équation du mouvement suivante :

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (2.2)$$

Ainsi, une structure donnée soumise à une accélération à la base variant avec le temps subira les mêmes déplacements que cette même structure fixée à sa base et soumise à une force égale à sa masse multipliée par cette accélération agissant en direction opposée à cette même accélération. Cette équation est la plus utilisée, notamment en raison du fait que l'enregistrement des séismes se fait sous forme d'accélérogrammes et que la résolution de cette équation donne directement les déplacements relatifs de la structure, nécessaires au calcul des efforts internes. Néanmoins, dans certain cas tel que l'excitation multiple aux supports, il peut être intéressant de mettre en équation le système en fonction des déplacements totaux de la structure :

$$m\ddot{x}_t(t) + c\dot{x}_t(t) + kx_t(t) = cx_g(t) + kx_g(t) \quad (2.3)$$

2.1.1.2 Caractéristiques d'un séisme

On peut regrouper en trois catégories les caractéristiques d'un séisme.

- La valeur maximale enregistrée pour l'accélération, la vitesse, ou le déplacement au sol a_{\max} . Cette valeur ne peut rendre compte à elle seule des propriétés d'un tremblement de terre, mais renseigne sur l'intensité de celui-ci. On a parfois recours à une moyenne quadratique (« Root Mean Square »), calculée de la sorte : $a_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{1}{t_0} \int_0^{t_0} a(t)^2 dt}$
- Le contenu fréquentiel. On peut évaluer ce contenu fréquentiel de différentes manières.

Tout d'abord en divisant le nombre totale de cycles par la durée totale de l'enregistrement. On peut également se servir du spectre de réponse du séisme, correspondant à la réponse maximale d'une structure à un degré de liberté pour différentes périodes propres. Enfin, en décomposant l'enregistrement du tremblement de terre en série de Fourier on pourra évaluer dans quelle bande de fréquence celui-ci contient le plus d'énergie :

$$|F(\bar{\omega})| = \sqrt{\left[\int_0^{t_0} a(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^{t_0} a(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (2.4)$$

- La durée du tremblement du terre. On définit généralement cette durée comme celle de la partie centrale de l'enregistrement, où se produisent les vibrations les plus destructrices pour les structures de génie civil. Pour ce faire, deux méthodes : on peut mesurer le temps pendant lequel l'accélérogramme dépasse une certaine valeur cible ; ou considérer cette durée comme le temps nécessaire pour emmagasiner entre 5% et 95% de l'intensité du séisme. Cette intensité, calculée en un point O, est donnée par la formule (Arias, 1970) :

$$I_O = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (2.5)$$

Des travaux menés dans les années 70, principalement à Berkeley (Penzien et Watabe, 1975), ont permis de montrer l'existence d'axes principaux pour les séismes. En considérant l'enregistrement d'un tremblement de terre comme un phénomène stochastique non-stationnaire, produit d'une distribution aléatoire stationnaire d'espérance nulle et d'une fonction d'intensité déterminée, et en traçant un parallèle avec les axes principaux des contraintes d'un solide, il a été démontré qu'un tremblement de terre possède également des axes principaux correspondant aux directions de variances maximales, minimales, et intermédiaires, et pour lesquelles les covariances sont nulles. López et al. (2006) ont utilisé cette théorie pour analyser 96 enregistrements de la ceinture de feu du Pacifique. Ces travaux seront comparés à ceux menés dans ce mémoire sur des séismes de l'Est du Canada et seront discutés dans le chapitre 3.

2.1.1.3 Mesures des séismes

Il est bien évidemment intéressant de pouvoir quantifier l'importance d'un séisme, que ce soit à titre de comparaison ou de classification, ou pour connaître en absolu les propriétés effectives d'un évènement donné. A ce titre, l'idée la plus simple reste de classer la puissance d'un tremblement de terre selon ses dégâts matériels causés. C'est le cas de l'échelle Mercalli, du nom de son inventeur (1902). Les dégâts potentiels d'un séisme sur une structure de génie civil sont multiples :

- Dégâts directs : destructions dues à l'accélération au sol (séisme en lui-même), dues aux déplacements du sol (faille, mouvement tectonique permanent, etc.)
- Dégâts indirects : incendies causés par la rupture de canalisations, mouvement du sol ou perte de portance (glissement, liquéfaction, etc.), mouvement de fluides importants (réservoir, tsunamis), etc.

A l'aide de questionnaires, il était possible de déterminer l'intensité du séisme sur l'échelle Mercalli. Malheureusement les dégâts occasionnés, quoique de première importance, ne rendent pas compte de l'ensemble du phénomène sismique mis en jeu. Ce type de classification dépend de la qualité parasismique des structures concernées et ne constituent donc pas une mesure scientifique des tremblements de terre. D'autres théoriciens ont alors proposé autant de classifications, ne représentant pas forcément l'ensemble des facteurs significatifs d'un séisme.

La mesure la plus populaire est sans aucun doute l'échelle de Richter, définissant une norme appelée magnitude. Cette magnitude est calculée comme :

$$M_L = \log_{10} A - \log_{10} A_0 \quad (2.6)$$

où A représente l'amplitude lue sur le sismogramme Wood-Anderson, et A_0 une amplitude de référence déterminée par Richter. Cette échelle a l'avantage d'être normalisée, facile d'utilisation et surtout de compréhension. Elle a depuis fait l'objet de corrections et nécessite des ajustements lorsqu'utilisée hors de la Californie ou avec d'autres ins-

truments d'enregistrements. Cependant, on vérifie aisément qu'elle ne tient pas compte de certains facteurs importants énoncés précédemment (section 2.1.1.2). De nombreuses autres échelles sont apparues par la suite, notamment l'échelle de magnitude du moment sismique, définie comme la rigidité de la roche, multipliée par la surface de rupture, multipliée par la longueur de rupture. Cette définition trouve un certain échos dans la communauté scientifique.

En 1970, Arias propose sa célèbre formule de l'intensité d'un tremblement de terre (équation 2.5), afin de palier aux problèmes préalablement posés par les autres outils de mesure en terme de simplicité, d'objectivité et de fiabilité. Cette définition reste très populaire aujourd'hui en génie des structures.

2.1.2 Les séismes au Canada

2.1.2.1 La carte sismique du Canada

On distingue 4 zones principales dans la carte sismique du Canada représentée à la figure 2.2. Le site internet de la Commission géologique du Canada (CGC, 2006), mais également d'autres ouvrages sur le sujet (dont notamment Filiatroult (1996)), contiennent une présentation détaillée de ces différentes zones dont une présentation succincte est rapportée ici :

- L'Ouest Canadien : C'est la zone sismique la plus active au Canada. On y enregistre chaque année plus de 1000 séismes par an. La majorité des séismes s'y produisant sont reliés aux trois types de mouvements possibles (glissement, collision ou divergence), de trois plaques tectoniques : la plaque Juan de Fuca, la plaque Pacifique et la plaque Nord-Américaine (figure 2.3). Le plus important séisme de l'histoire du Canada (magnitude 8,1) s'est produit le long de la faille de la Reine-Charlotte le 22 août 1949. A l'Ouest de l'île de Vancouver, la plaque Juan de Fuca glisse sous la plaque Nord-Américaine entraînant par la-même une accumulation de contrainte qui se libérera dans un futur plus ou moins proche sous la forme d'un gigantesque séisme de subduction dépassant

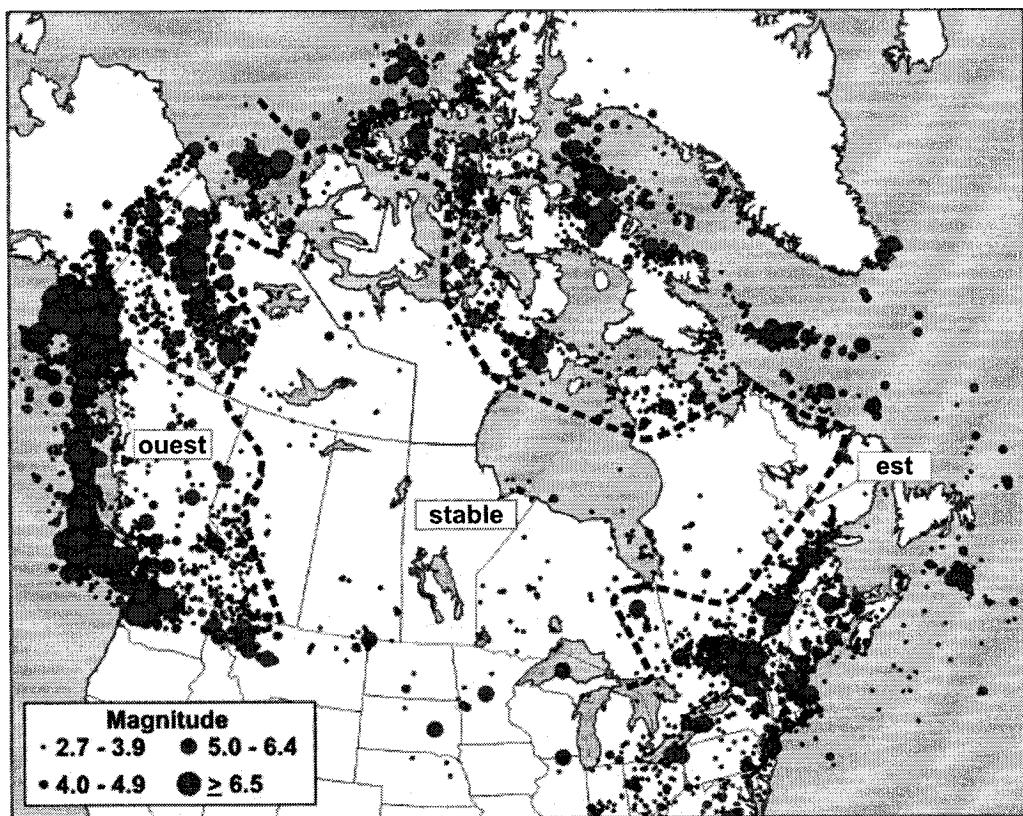


FIG. 2.2 Principaux tremblements de terre au Canada [source : CGC, 2006].

la magnitude 9. On nomme cette zone : zone de subduction de la Cascadia. On dénombre d'autres régions avec une activité sismique significative près des Rocheuses et au Sud-Ouest du Yukon.

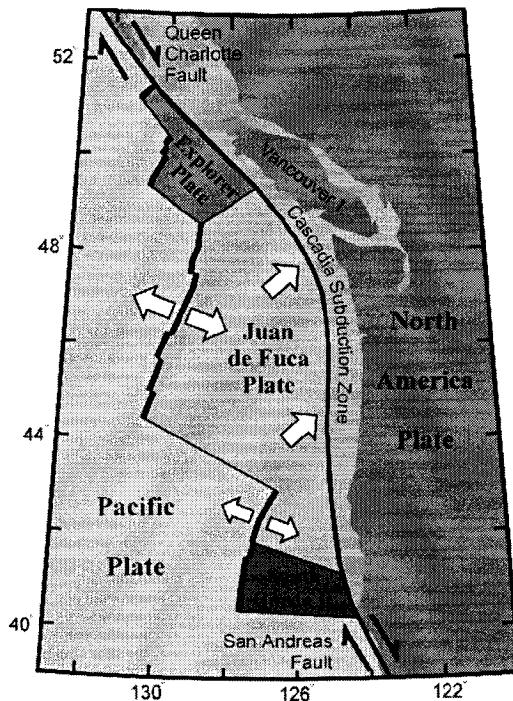


FIG. 2.3 Situation tectonique de la côte Pacifique Canadienne [source : CGC, 2006].

- Le Centre : Plus on s'éloigne de la zone de faille de la côte Pacifique plus l'intensité et la fréquence des tremblements de terre diminue. La Saskatchewan et le Manitoba sont les deux régions du Canada les moins sujettes aux séismes. Implanté au sein d'une plaque tectonique, sur des roches très dures (bouclier canadien), cette zone ne présente pas ou très peu de risque sismique. Néanmoins, le 15 mai 1909 a pu être enregistré un séisme de magnitude 5,5 dans cette zone, au niveau de la frontière Canado-Américaine.
- Le Nord : On retrouve là une activité sismique notable, avec notamment le séisme de Nahanni en 1985.
- L'Est Canadien : Cette région se situe au sein de la plaque Nord-Américaine dans une région stable tectoniquement parlant, ce qui devrait la protéger du risque sismique. Néanmoins, de violents séismes se sont déjà produits et se reproduiront inévitablement.

L'activité sismique dans de telles régions semble être liée à des champs de contraintes régionaux, étant donné que les séismes se concentrent dans les zones de faiblesse de la croûte terrestre. On dégage trois zones d'activités sismiques importantes :

1. L'Ouest du Québec : Cette zone constitue un vaste territoire comprenant la vallée de l'Outaouais depuis Montréal jusqu'au Témiscamingue, ainsi que les régions des Laurentides et de l'Est de l'Ontario. Les régions urbaines de Montréal, d'Ottawa-Hull et de Cornwall sont donc localisées dans cette zone. La région de la rivière Ottawa subirait les secousses de la réactivation d'un système de failles vieux de 250 à 500 millions d'années.
2. La région de Charlevoix-Kamouraska : Cette zone se situe au niveau du fleuve Saint-Laurent entre les villes de Baie Saint-Paul et Rivière-du-Loup. Elle est, historiquement, la plus active de l'Est Canadien avec six séismes de magnitude supérieure à 6 depuis 1663. Mais les causes de cette activité sismique restent incertaines, très probablement le résultat d'un impact météoritique dans la région.
3. La région du bas-Saint-Laurent : Cette zone démarre à 400 kilomètres en aval de Québec. Même si aucun séisme majeur n'a jamais eu lieu dans cette région, on enregistre régulièrement des séismes de moyenne importance pouvant aller jusqu'à la magnitude 5 (magnitude 5,1 le 16 mars 1999). Cette sismicité est probablement due à la compression uniforme de l'Est du Canada.

On recense également une activité sismique notable dans les régions du Nord-Est Ontarien, du Sud des Grands Lacs, du Nord des Appalaches ainsi que la zone du talus Laurentien.

2.1.2.2 La singularité de l'Est Canadien

Le Québec présente, en matière d'activité sismique, des différences importantes comparativement à l'Ouest de l'Amérique du Nord. Tout d'abord, on y remarque une plus faible atténuation des ondes sismiques que dans l'Ouest du continent. Le tremblement de terre du Saguenay (1988) fut par exemple ressenti jusqu'à Washington D.C. (USA) au

Sud et Thunder Bay (Ontario) à l'Ouest. Dans l'Ouest on ne ressent généralement pas un séisme à plus de 100 km de son épicentre (Filiatrault, 1996 et Greig et Atkinson, 1993).

Le mécanisme de rupture tectonique est également fort différent entre l'Ouest et le Québec. Dans le premier cas, on a plus souvent à faire à des ruptures de faille allant jusqu'à la surface, ce qui n'est que très rarement le cas pour l'Est Canadien. La principale conséquence de cette différence est que les modes de rupture de l'Ouest canadien sont parfaitement connus et basés sur des observations, alors que dans l'Est on ne peut se baser que sur des hypothèses (Filiatrault, 1996).

Enfin, on note une différence de contenu fréquentiel entre les séismes de l'Ouest et de l'Est américain. Les tremblements de terre au Québec libèrent beaucoup plus d'énergie dans les hautes fréquences, sollicitant alors des structures différentes que celles sollicitées dans l'Ouest comme les bâtiments de faible hauteur (Greig et Atkinson, 1993).

2.2 La modélisation parasismique

2.2.1 Définition de l'aléa sismique

Le niveau de risque dans une région donnée est défini de manière statistique. Une carte de l'aléa sismique est alors dressée, définissant l'amplitude de sollicitation à prendre en compte pour une probabilité de dépassement donnée. Le code national du bâtiment définit pour chaque région du Canada un ensemble de spectres de réponse devant permettre le dimensionnement des structures de génie civil. En réalité, le CNBC 2005 utilise avec un spectre de risque uniforme (« Uniform Hazard Spectra ») qui correspond au spectre d'aléa maximum pour une probabilité donnée (2% en 50 ans dans le cas du CNBC 2005). Grâce à l'apport de différents coefficients, il est également possible de tenir compte de la qualité du sol, de l'importance de la structure considérée ainsi que des propriétés des matériaux.

La modélisation parasismique des structures peut être abordée à différents niveaux de complexité, selon le nombre de directions d'excitations prises en compte. Si on met de côté le cas de l'excitation verticale, il reste alors deux cas possibles : ou bien on excite unidimensionnellement une structure en 2D, ou bien on l'excite selon deux directions orthogonales une structure en 3D.

2.2.2 Modélisation élémentaire

Nous aborderons d'abord le cas le plus simple de modélisation parasismique qui consiste en l'excitation longitudinale horizontale d'une structure modélisée en deux dimensions. Le cas de l'accélération verticale sera traité dans un prochain paragraphe (section 2.2.3.3).

2.2.2.1 Superposition spectrale

La méthode la plus simple et la plus économique en terme de temps de calcul est l'utilisation directe des spectres de réponse. Le spectre de réponse d'un tremblement de terre est la réponse maximale (déplacement, vitesse, accélération) d'un système à un degré de liberté soumis à un séisme donné.

Une structure comprend autant de modes propres que de degrés de liberté. En travaillant dans le sous-espace vectoriel de ses vecteurs propres, on découpe les équations du mouvement ce qui revient à travailler avec autant de systèmes à un degré de liberté que de degrés de liberté. On peut alors résoudre l'équation du mouvement dans chacun de ces sous-espaces propres : soit en résolvant la réponse exacte du système, soit en calculant la réponse maximale à l'aide d'un spectre de réponse. On dispose ensuite de plusieurs méthodes pour additionner les résultats de chaque sous-espace propre ramené dans l'espace géométrique. On peut alors additionner les valeurs absolues de chaque résultats (méthode

de la somme absolue), prendre la racine carrée de la somme des résultats aux carrés (SRSS) ou encore utiliser des coefficients de corrélation dans le cas de modes propres rapprochés (CQC).

Dans le cas de grandes structures de génie civil, le nombre de noeuds peut devenir très important rendant alors cette démarche trop lourde. Il est alors nécessaire de ne prendre en compte que les degrés de liberté participant le plus à la réponse dynamique de la structure. C'est le principe de la correction statique qui fait l'hypothèse que les modes supérieurs, de très haute fréquence, correspondent pratiquement à une réponse statique dans le cas d'excitations sismiques courantes. Il est alors possible d'exprimer la réponse en n'incluant que les N premiers modes propres (N étant choisi par l'ingénieur selon le degré de précision voulue et la lourdeur des calculs acceptée).

2.2.2.2 Utilisation d'un accélérogramme

L'utilisation des spectres de réponse entraîne la perte de certaines informations qui peuvent être significatives (le signe des résultats, la durée du séisme, le comportement non-linéaire, etc.). C'est pourquoi on a aujourd'hui de plus en plus recours à l'utilisation directe d'accélérogrammes. On effectue alors bien souvent une analyse dynamique par intégration temporelle.

Il existe plusieurs méthodes pour résoudre l'équation dynamique d'un système soumis à une accélération au sol. On peut utiliser la résolution exacte de l'intégrale de Duhamel, ou faire appel à la décomposition en séries de Fourier. Mais ces deux méthodes font appel au principe de superposition, limitant par là même leur domaine d'application à des systèmes linéaires. On préfère donc bien souvent avoir recours à l'intégration temporelle. Cette technique a été utilisée dans de nombreuses méthodes, dont les plus célèbres et les plus utilisées sont Newmark- β , Wilson- θ ou HHT- α . Le principe de base reste le même : le chargement (accélération du sol dans le cas d'un séisme) est discrétisé dans le temps, et une hypothèse est posée sur sa variation. Ces méthodes conduisent donc à un résultat

approché de la valeur exacte et entraînent sous certaines conditions des variations d'amplitudes (erreur d'amplitudes) ainsi que des décalages temporels (amortissement numérique).

La faible occurrence des événements sismiques dans certaines régions a poussé les chercheurs et ingénieurs à avoir recours aux accélérogrammes synthétiques, générés de manière numérique par l'utilisateur. On distingue deux méthodes : on peut tout d'abord choisir de modéliser entièrement le phénomène sismique mis en jeu ; cela requiert néanmoins une très grande quantité d'informations pour parvenir à un résultat acceptable. L'autre possibilité est la génération d'accélérogrammes compatibles avec les spectres de réponse disponibles. C'est bien souvent cette dernière méthode qui est choisie, selon l'une ou l'autre de ses variantes. On peut en effet choisir de modifier un accélérogramme déjà existant pour simplement l'ajuster sur le spectre de réponse choisi (« Spectrum matching »). Cette technique ajuste le spectre de réponse d'un signal donné sur un spectre cible dans le domaine temporel ou fréquentiel.

L'autre méthode couramment utilisée propose de générer un accélérogramme en le considérant comme le produit d'un processus stochastique stationnaire et d'une fonction d'intensité visant à rendre au séisme son caractère non-stationnaire. Différentes fonctions d'intensité peuvent être trouvées dans la littérature (Christopoulos, 1998).

2.2.3 Modélisation complexe

Il s'agit désormais de traiter des modélisations sismiques faisant intervenir deux composantes horizontales et une verticale. Les techniques présentées dans la section précédente sont toujours valables, à quelques ajustements près. La superposition spectrale ne s'applique qu'à des sollicitations sismiques agissant dans une seule direction. Il est donc nécessaire de combiner les résultats obtenus dans chaque direction de manière pertinente. Différentes méthodes sont disponibles.

On peut également travailler directement avec les accélérogrammes qu'ils soient historiques ou synthétiques. Les enregistrements des tremblements de terre se font dans les

trois directions de l'espace, les effets des accélérations rotationnelles étant négligées. Ces trois enregistrements peuvent être utilisés dans des simulations sismiques en trois dimensions. Le manque de signaux historiques disponibles dans certaines parties du Canada (notamment l'Est) a poussé les sismologues à développer numériquement des accélérogrammes. Ces signaux synthétiques peuvent être générés directement en 3D, ce qui est une technique assez lourde et rarement utilisée ; on a recours plus souvent à l'assemblage de manière cohérente de trois signaux unidimensionnels selon les trois directions orthogonales. Il existe quelques méthodes, pas une ne faisant l'unanimité à ce jour.

Le cas de l'excitation verticale, très différent du cas horizontal, sera traité dans un chapitre à part.

2.2.3.1 Méthodes basées sur une analyse spectrale

Dans le cadre d'une analyse linéaire de la structure, il est possible de superposer sa réponse selon différents axes. L'analyse peut se faire d'abord dans les trois directions indépendamment l'une de l'autre, puis les résultats superposés. Néanmoins, le couplage présent dans certains modes de réponse ou l'interaction entre différentes directions de sollicitation imposent d'appliquer certaines règles de calcul pour la combinaison des réponses.

2.2.3.1.1 Méthodes de combinaisons des codes nord-américains : Les codes de ponts canadiens et américains imposent de prendre en compte l'interaction entre les excitations sismiques existant entre les deux directions du plan horizontal selon un pourcentage de combinaison entre les deux réponses :

- Le code Canadien demande d'appliquer transversalement à la direction étudiée, 30% de la force sismique calculée dans l'autre direction.

$$r_{\max} = \max(100\% \times r_x + 30\% \times r_y; 30\% \times r_x + 100\% \times r_y) \quad (2.7)$$

- Le code Américain recommande un facteur de 40%.

$$r_{\max} = \max(100\% \times r_x + 40\% \times r_y; 40\% \times r_x + 100\% \times r_y) \quad (2.8)$$

2.2.3.1.2 La règle SRSS : Cette règle, comme sa dénomination anglaise l'indique (« Square Root of Sum of Squares »), calcule la réponse globale de la structure comme la racine carrée de la somme au carré des deux directions orthogonales :

$$r_{\max} = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} \quad (2.9)$$

2.2.3.1.3 Une nouvelle méthode de combinaison spectrale, la CQC3 : Inspirée par la méthode CQC développée par Der Kiureghian (Der Kiureghian, 1981), la méthode CQC3 est une extension de cette première méthode adaptée à la combinaison d'analyses spectrales multidirectionnelles (Menun et Der Kiureghian, 1998). Le principe de base reste l'utilisation de fonctions de corrélation entre les modes propres de la structure. L'orientation relative de l'axe principal du séisme et de l'axe de la structure est pris en compte. Cette méthode permet de déterminer l'angle le plus critique d'attaque du séisme ainsi que la réponse en découlant.

Toutes ces méthodes sont basées sur le recours aux spectres de réponse. Néanmoins, pour certaines structures présentant des modes propres complexes (structures à câbles notamment) ou dans le cas d'hypothèses non linéaires, l'analyse spectrale peut se révéler insuffisante.

2.2.3.2 Méthode d'intégration temporelle

La question de la combinaison des accélérogrammes ne se pose bien entendu pas dans le cas d'enregistrements historiques. Par contre, les séismes synthétiques étant générés unidimensionnellement, ils doivent être assemblés rationnellement pour obtenir un signal

en trois dimensions réaliste.

On ne recense malheureusement pas de réelle méthode pour la combinaison des accélérogrammes. Une méthode empirique basée sur l'observation d'enregistrements réels propose d'augmenter l'accélérogramme d'une direction, tout en réduisant l'autre direction du même pourcentage. Une autre proposition est d'étailler le séisme créé par la combinaison des deux signaux à l'aide d'un calibrage spectral sur leur résultante. En général, ce choix est laissé à la discréption de l'analyste et dans bien des cas, pour des raisons de prudence, c'est la règle du 100% – 100% dans les deux directions orthogonales qui prévaut. La direction verticale est également sujette à un certain flou.

2.2.3.3 Excitation verticale

La composante verticale fait l'objet de considérations bien particulières, comme l'illustrent sa place dans les codes de dimensionnement. Ces caractéristiques sont réputées différer des composantes horizontales en terme d'intensité et de contenu fréquentiel. Dans le cas des bâtiments, la composante verticale n'a qu'un effet limité en raison du surdimensionnement des éléments résistants aux charges de gravité. Le cas des barrages est plus incertain.

Christopoulos (1998) s'est déjà intéressé spécifiquement à la composante verticale des tremblements de terre, proposant une méthode de modélisation du spectre de réponse vertical à partir du spectre horizontal, en se basant sur l'étude statistique d'une douzaine d'accélérogrammes d'une même région du globe.

2.3 Les ponts haubanés

2.3.1 Historique

Si le principe structural à l'origine des ponts à haubans remontrait à l'Egypte ancienne, les premières tentatives de ponts haubanés remontent au 17ème siècle. Plusieurs sources attribuent à Faustus Verantius, un ingénieur vénitien, la première réalisation de pont haubané en concevant dès 1617 un pont soutenu par des chaînes. En 1784, Loescher, un charpentier allemand, proposait un ouvrage de 32 m de portée entièrement en bois. D'autres réalisations devaient suivre notamment le premier pont supporté par des câbles (1817), mais toutes restèrent cantonnées à de faibles portées. Par ailleurs, les nombreux effondrements doublés d'un rapport alarmiste de l'ingénieur français Navier allaient mettre un frein au développement de ce type de structures. C'est l'ingénieur américain Roebling qui réintroduit le principe du haubanage en développant un cordage de fils d'aciers deux fois plus résistant que ceux utilisés jusqu'alors, principalement en fer. La plus célèbre application de sa découverte, mais également l'une des réalisations les plus marquantes du 19ème siècle, fut le Pont de Brooklyn (New-York) achevé en 1883. Pourtant, cet ouvrage exceptionnel n'en reste pas moins une structure hybride utilisant les propriétés à la fois des ponts à haubans et des ponts suspendus. Ainsi, on considère le Pont Strömsund (1956) comme le premier pont haubané moderne. Son concepteur, Dischinger, prône l'utilisation de haubans précontraints entendant ainsi améliorer la rigidité et le comportement aérodynamique de la structure. Ses compétences techniques en firent le principal artisan de la reconstruction allemande d'après-guerre, ouvrant la porte à une pérenne tradition allemande dans le domaine des ponts à haubans.

Conjointement au développement de l'analyse des structures, et surtout au développement de l'outil informatique, les dimensions des ponts à haubans n'ont cessé de croître atteignant aujourd'hui des dimensions inimaginables il y a seulement 40 ans. Le virage le plus important de cette ère moderne fut sans aucun doute l'achèvement du Pont de Normandie (1994) qui avec ses 856 m de portée centrale ouvrait la voie aux ponts haubanés de

très longue portée. Les records ne cessent désormais de tomber, principalement en Chine où se construisent actuellement les premiers ponts à haubans dépassant les 1 000 m de portée (notamment le Pont de Sutong et ses 1 088 m de portée qui devrait être inauguré en 2007). Dans un avenir proche, on devrait assister à la réalisation d'ouvrages encore plus imposants, en témoigne le projet de 1 300 m du professeur Leonhardt (concours pour la traversée du détroit de Messines) et ses prédictions d'ouvrages de 1 700 m de portée. Parallèlement au développement exponentiel des ponts à haubans classiques, on assistait au développement des ponts haubanés à travées multiples. En 1962, l'ingénieur italien Morandi conçoit le pont Maracaibo, au Venezuela, qui a la double particularité d'être le premier pont à travée multiple mais également le premier pont haubané entièrement en béton (haubans inclus). Ce type d'ouvrage, de part ses dimensions verticales réduites, s'intègre plus aisément dans son environnement. Cependant, bien qu'apparaissant dans de nombreux concours, cette alternative n'a encore fait l'objet que de peu de réalisations, la plus remarquable étant également la plus récente puisque le Viaduc de Millau fut achevé en 2004.

Le Québec compte aujourd'hui quelques réalisations de ponts haubanés de petites et moyennes dimensions. Citons à titre d'exemple le pont Papineau-Leblanc (1969) situé à Montréal. Même si ce nombre est restreint, il convient de noter que des projets futurs de ponts haubanés au Québec existent.

2.3.2 Structure des ponts haubanés

La littérature comporte de nombreuses et complètes présentations de la structure générale des ponts haubanés (Tuladhar, 1995 ; Walther, 1985 ; Gimsing, 1997). Ce chapitre n'a pas pour prétention de réunir l'étendue des connaissances existant à ce sujet mais simplement de présenter les points les plus importants. Le lecteur pourra se reporter aux références disponibles pour plus d'informations. On compte trois variantes de ponts haubanés (figure 2.4) :

1. Les ponts haubanés à trois travées. Ce sont les plus courants. On distingue deux travées de rive et une travée centrale. Ces ouvrages sont bien souvent symétriques.
2. Les ponts haubanés asymétriques à deux travées. On trouve de plus en plus de ces réalisations, principalement en raison de leur potentiel architecturale. Ils présentent deux travées de longueurs différentes et un seul pylône. La longueur totale maximale est bien entendu réduite par rapport à la configuration précédente.
3. Les ponts haubanés à travées multiples. Ils ne comptent encore que peu de réalisations mais sont en plein essor, cette alternative permettant la traversée de très longues distances avec un encombrement vertical réduit. Les portées et les hauteurs des pylônes sont généralement plus réduites. Ces ponts sont en fait la répétition d'un schéma à trois portées entièrement symétrique. Pour des raisons d'équilibre, il est nécessaire d'augmenter sensiblement la rigidité des pylônes. Les exemples les plus célèbres sont également les plus récents avec le pont Harilaos Trikoupis construit en Grèce en 2004 et le viaduc de Millau achevé en 2004.

On peut séparer artificiellement la structure d'un pont haubané en trois parties : Haubans, tablier et pylônes. Afin de clarifier cette étude, nous aborderons donc ces trois parties séparément.

2.3.2.1 Haubans

La figure 2.5 résume les trois principales configurations de haubanage existantes :

- Haubanage en éventail : Cette configuration est la plus économique. Chaque hauban est dans sa configuration la plus verticale possible, utilisant au mieux sa rigidité axiale. Cette configuration est également la plus optimale structurellement parlant, notamment dans le cas de sollicitations sismiques. Cependant, ce type de haubanage représente un cas extrême difficilement réalisable dans la pratique.
- Haubanage en semi-harpe : Cette configuration représente l'alternative concrète de la configuration précédente. On la retrouve sur de nombreux ouvrages.
- Haubanage en harpe : Considérée comme la configuration la plus intéressante, esthéti-



Pont haubané à deux travées asymétriques



Pont haubané symétrique à trois travées



Pont haubané à travées multiples

FIG. 2.4 Exemples de configurations de ponts haubanés [source des deux premières configurations : Tuladhar, 1995].

quement parlant, elle a fait l'objet de très nombreuses réalisations malgré son efficacité structurale réduite.

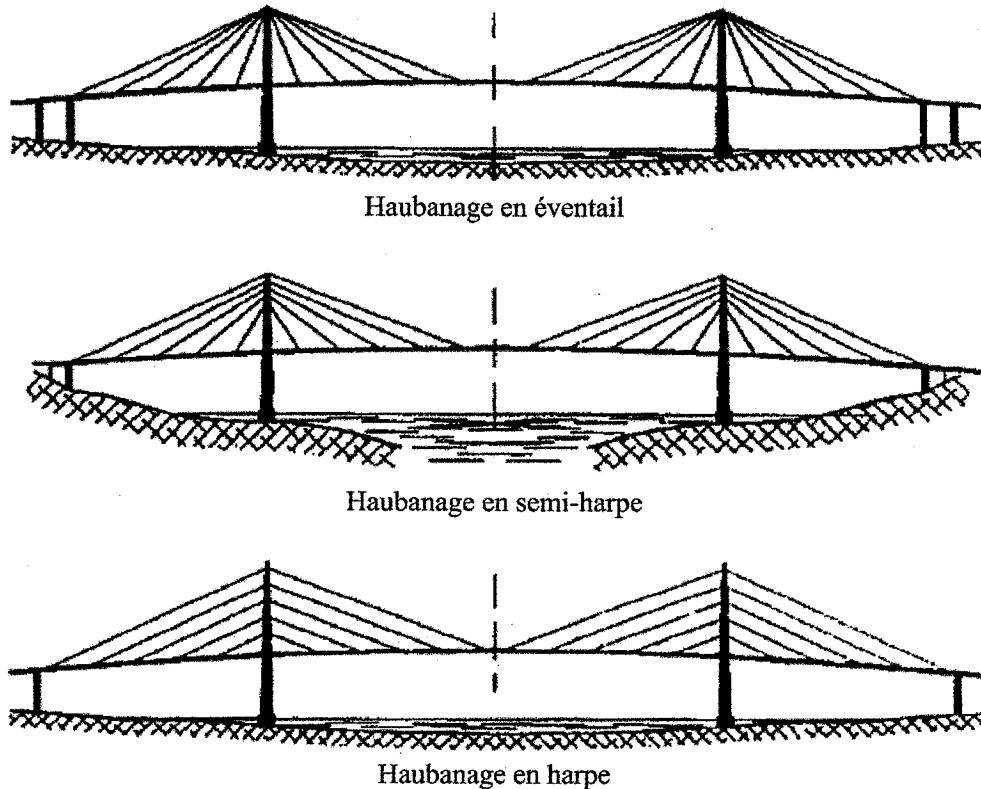


FIG. 2.5 Configurations de haubanage possibles [source : Tuladhar, 1995].

2.3.2.2 Tabliers

On compte une très grande diversité de formes et de matériaux, dépendamment de l'importance structurale conférée au tablier. On peut aller du tablier mince dans le cas de structures très haubanées avec des pylônes très rigides aux tabliers caissons pour les structures peu haubanées ou nécessitant une grande rigidité notamment pour le comportement aérodynamique. La solution mixte acier-béton est également très populaire. La figure 2.6 présente quelques exemples de réalisations.

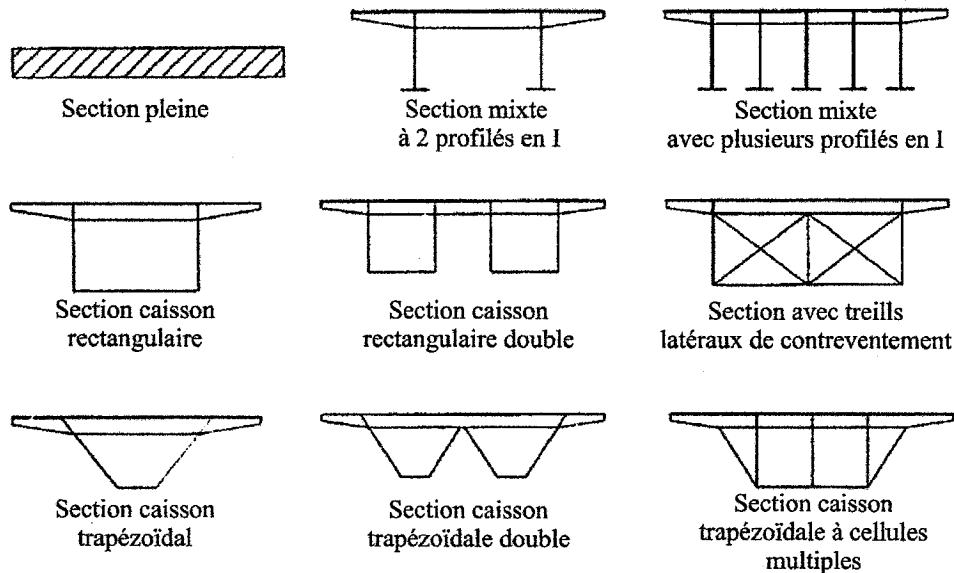


FIG. 2.6 Quelques exemples de sections de tabliers [source : Tuladhar, 1995].

2.3.2.3 Pylônes

Les pylônes se présentent sous de nombreuses variantes de matériaux et de formes. Le choix dépend du concept structural adopté et de l'importance accordée aux pylônes. La figure 2.7 présente les principales configurations possibles de pylônes de ponts haubanés. Les pylônes à un seul mât sont plus fréquemment utilisés dans le cas de ponts à faibles portées avec un souci esthétique majeur. Ces pylônes permettent aussi bien une seule ou deux rangées de haubans. Cette forme délègue au tablier la rigidité en torsion de la structure (effort de vent, séisme, circulation).

Les pylônes en H sont les plus courants et les plus naturels. Deux rangées de haubans partant chacune d'une branche de mat soutiennent le tablier.

Les pylônes en A se sont popularisés au cours des dernières années, notamment en raison de leur esthétique, tout en offrant une rigidité transversale supérieure aux pylônes à un mât. Les pylônes en A permettent une ou deux rangées de haubans.

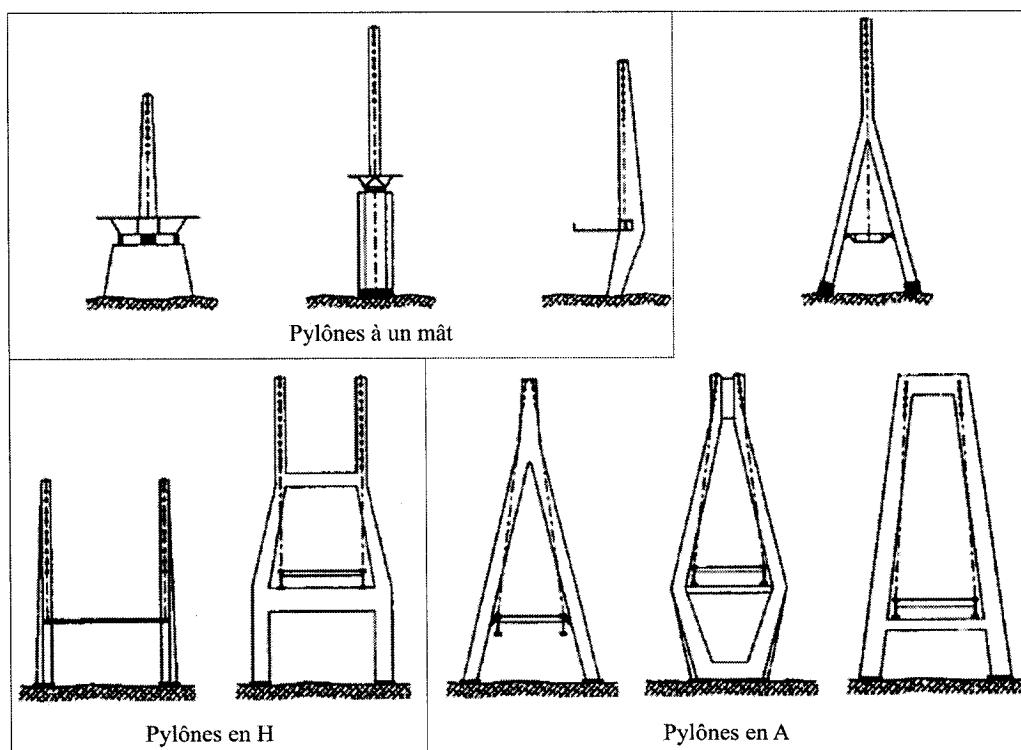


FIG. 2.7 Quelques exemples de sections de pylônes [source : Tuladhar, 1995].

2.3.3 Modélisation des ponts haubanés

Dans sa thèse de doctorat, Tuladhar (Tuladhar, 1995) étudie le comportement sismique de quatre ponts haubanés symétriques à trois travées de 305 m à 465 m de portée centrale soumis aux séismes de El Centro (1940), Parkfield (1966) et San Fernando (1971), des typiques de l'Ouest Américain. Cette étude a mis en évidence l'importance des non-linéarités géométriques ainsi que d'autres facteurs physiques du modèle dans les réponses statique et dynamique. L'importance des conditions d'appuis a également été étudiée. Les particularités de comportement dynamique inhérentes à ce genre de structure ont été mises en évidence, notamment le nombre important de modes significatifs pour la réponse, les facteurs influençant cette réponse dynamique, le rôle joué par les modes de câbles, etc.

Ren et Peng (2005) présentent la modélisation d'un pont haubané pour une analyse dynamique précise. Le recours aux éléments coques est conseillé pour le tablier en raison de sa facilité d'utilisation et de la précision obtenue. Pour les câbles, il est nécessaire de mailler chaque hauban avec plusieurs éléments afin de pouvoir rendre compte des non-linéarités géométriques.

Par ailleurs, on trouve dans la littérature des études paramétriques sur des modèles de ponts haubanés en statique (Walther, 1985) et en dynamique (Tuladhar, 1995). N'étant pas possible de résumer entièrement une étude paramétrique, l'auteur renvoie le lecteur aux références fournies. Néanmoins, selon Tuladhar (1995), l'inertie du tablier influence le premier mode symétrique ainsi que les modes supérieurs alors que l'inertie des pylônes joue plus sur l'ensemble de la réponse sismique de l'ouvrage. Les propriétés des haubans ont une influence plus grande sur les modes à basses fréquences qu'à hautes fréquences.

2.3.3.1 Modélisation statique

Cette section s'intéresse aux techniques de modélisation d'un pont haubané en trois dimensions. La modélisation en deux dimensions est beaucoup plus simple et ne fait pas l'objet de réelles alternatives disponibles.

On observe deux principales techniques pour la modélisation du tablier et des pylônes des ponts haubanés :

1. Modélisation par arêtes de poisson. Le tablier et le pylône sont modélisés à l'aide d'éléments poutres (Wesolowsky et Wilson, 2003 et Tuladhar, 1995). La tablier peut faire l'objet de différents niveaux de raffinements prenant en compte ou non la position exacte du centre de masse et du centre de rigidité. Cette méthode a l'avantage d'être peu gourmande en ressources informatiques et en temps de calculs. Les résultats sont plus simples à obtenir et à interpréter. Par contre, cette modélisation ne peut représenter de manière adéquate certains phénomènes tels que la torsion ou la répartition de la masse sur le tablier ou les pylônes. Par ailleurs, elle demande le calcul des propriétés de chaque membrure, ce qui peut rendre au final la tâche plus ardue.
2. Modélisation à l'aide d'éléments finis en trois dimensions. Grâce à l'amélioration de l'outil informatique, il est aujourd'hui possible d'avoir recours à des éléments finis plus précis et plus complexes sans souffrir d'un temps de calcul trop important. Certains auteurs (Ren et Peng, 2005) proposent ainsi de modéliser le tablier à l'aide d'éléments coques et le pylône à l'aide d'éléments de volume à trois dimensions (appelés « 3D-solid » en anglais). Ces éléments sont extrêmement précis et simples d'utilisation puisqu'ils reflètent l'exacte géométrie de la structure et ne nécessitent aucun calcul de section supplémentaire.

La modélisation des haubans se fait traditionnellement avec l'élément treillis. Cet élément ne peut reprendre que des efforts axiaux, ce qui correspond bien au cas pratique des haubans puisque travaillent essentiellement en traction. Leur mise en tension, effectuée à l'aide d'une précontrainte initiale, assure leur fonctionnement en traction même sous

l'effet de chargements. Dans certains cas où les câbles pourraient être amenés à travailler en compression, ce qui est impossible, il convient d'empêcher ceci en utilisant un comportement non-linéaire du matériau n'ayant de rigidité qu'en traction.

Les haubans sont des éléments présentant une très faible rigidité flexionnelle. Ne pouvant reprendre de charges qu'axialement, ils subissent de grandes déformations sous leur poids propres ce qui modifie leur rigidité axiale. Cet effet peut être évalué par la formule d'Ernst (équation 4.1) qui sera exposée plus tard dans ce mémoire. Afin de rendre compte de cette perte de rigidité axiale, il est donc nécessaire de modéliser ces grandes déformations, ce qui n'est possible qu'en modélisant chaque hauban par plusieurs éléments de treillis. Une autre alternative est de modéliser chaque hauban par un seul élément treillis et de tenir compte de sa perte de rigidité en modifiant son module d'Young grâce à la formule de Ernst. Néanmoins, ce type de modélisation implique de connaître certains données du haubans, notamment la tension à laquelle il va travailler. L'obtention de cette valeur n'est possible qu'avec un modèle détaillé de la structure ou en itérant sur la valeur du module d'Young. Cette méthode présente donc certains inconvénients, mais peut se révéler utile pour la modélisation simplifiée d'un ouvrage dont on connaît déjà les propriétés importantes.

2.3.3.2 Modélisation dynamique

Tuladhar (1995) a étudié l'influence de différents facteurs sur la réponse dynamique de différents ponts haubanés de longue portée, soumis à des séismes de l'Ouest Américain (El Centro (1940), Parkfield (1966) et San Fernando (1971)). Il a regardé notamment l'influence du nombre de treillis utilisé pour la modélisation des haubans dans la réponse dynamique des ponts haubanés. Cette étude a pour objet d'identifier le rôle joué par la vibration des câbles dans la réponse dynamique des ponts haubanés. En effet, la modélisation des haubans par un seul élément treillis implique une répartition de sa masse aux deux ancrages hauts et bas et donc l'absence de vibration du câble sur sa longueur. Les résultats démontrent l'influence de la vibration des câbles dans les cas où les modes

propres significatifs de la structure correspondent aux périodes de vibrations propres des câbles. Ainsi, les ponts en acier sont plus sensibles que les ouvrages en béton à une interaction entre la vibration des câbles et de la structure.

L'amortissement est une chose complexe à modéliser sur de tels ouvrages. Ils font bien souvent intervenir différents matériaux et différents types d'éléments travaillant de manière bien distinctes. Certains enregistrements réalisés sur des ouvrages (Stiemer et al., 1988 et Muria-Villa et al., 1991), tendent à conclure que l'amortissement des ponts haubanés varierait entre 0,5% (principalement des ouvrages en acier) et 4,0% (principalement des ouvrages en béton). De plus récentes études ont pu mettre en évidence l'extrême complexité de ce phénomène et donc l'impossibilité de la modéliser par une méthode simple, telle que l'amortissement de Rayleigh.

Tuladhar (1995) a également étudié l'influence des différents modes sur la réponse sismique des ponts haubanés. Les propriétés modales de telles ouvrages sont complexes à étudier. On compte de très nombreux modes pouvant participer à la réponse dynamique de la structure. Ces modes sont très rapprochés, et il est nécessaire d'en considérer un nombre très important pour pouvoir dépasser 90% de la masse modale totale de la structure. La réponse n'est uniformément affecté sur la longueur du tablier lorsqu'on considère plus ou moins de modes propres. Les éléments de la réponse ne sont pas tous affectés de la même manière non plus. Les moments du tablier et du pylône sont significativement altérés lorsque quelques modes sont considérés.

Les conditions d'appuis d'un pont haubané vont influencer grandement la réponse sismique de celui-ci. Tuladhar et Dilger (1999) ont étudié deux ouvrages haubanés de 371 m et 465 m de portée centrale en faisant varier les conditions d'appuis de ces derniers, de l'appui fixe à l'appui roulant en passant par des appuis élastiques. Cette étude a été réalisée avec les séismes de El Centro, Parkfield et San Fernando. Les conditions d'appuis

élastiques entre le tablier et le pylône produisent de très faibles déplacements et moments de flexion du tablier comparés à des connexions articulées ou fixes. Les supports à roulettes produisent de faibles cisaillements et moments de base, mais non nécessairement une faible réponse de l'ensemble du pont. Les supports à roulettes donnent également au pont une basse première fréquence pour le mode de direction longitudinale, indiquant que le pont est très flexible dans le sens de la longueur. L'influence de la vitesse de propagation des ondes sismiques a également été corrélée avec les conditions d'appuis de la structure, mettant en évidence l'influence positive des conditions d'appuis élastiques.

Wesolowsky et Wilson (2003) ont quant à eux étudié, plus récemment, la pertinence d'avoir recours, pour des ponts haubanés, à des systèmes d'amortissement aux appuis dans le cas d'ouvrages situés à proximité de la faille. Les auteurs ont étudié le comportement de différents modèles de ponts existants ou inspirés de ponts existants de grande portée et également un modèle à un pylône asymétrique. Il est montré que l'ajout d'isolation sismiques, même en faible quantité, diminue les efforts dans le pont tout en n'augmentant que faiblement ses déplacements.

Finalement, Tuladhar (1995) s'est intéressé aux effets comparés des sollicitations longitudinales et verticales pour conclure à l'importance plus grande des enregistrements longitudinaux sur la réponse des ponts haubanés.

Par ailleurs, plusieurs ponts haubanés de petite et moyenne portées ont été construits au Québec et à l'Est de l'Amérique du Nord de manière générale. Certains ponts ont d'ailleurs subis des dommages importants aux ancrages des haubans lors du séisme du Saguenay en 1988 (Filiatrault et al., 1993a ; Filiatrault et al., 1993b).

Ce chapitre a permis d'aborder les sujets de base qui seront utilisés dans ce rapport : analyse des séismes, comportement des ponts haubanés, analyse sismique d'une structure. Le chapitre suivant abordera l'analyse de signaux caractéristiques de l'Est du Canada.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION SISMOLOGIQUE

3.1 Fondements théoriques

Les tremblements de terre sont le résultat d'un relâchement de contraintes brutal au sein de la croûte terrestre. Les ondes ainsi générées subissent de nombreuses réflexions, réfractions et atténuations en se propageant. Les caractéristiques du mouvement sismique (amplitude, vitesse, accélération, orientation, etc.) sont hautement aléatoires et peuvent être étudiées grâce aux techniques des probabilités et des processus stochastiques.

3.1.1 Axes principaux d'un tremblement de terre

Penzien et Watabe (1975) proposèrent de modéliser l'enregistrement des accélérations d'un séisme comme un processus aléatoire à espérance nulle, défini par le produit d'une fonction d'intensité déterministe $\zeta(t)$ et d'une fonction aléatoire stationnaire $b(t)$:

$$a_i(t) = \zeta(t) b_i(t) \quad (3.1)$$

où $a_i(t)$ est la composante de l'accélération mesurée selon l'axe $i = x, y, z$. Un tel processus, dit Gaussien, est entièrement définie par sa covariance :

$$\sigma_{ij}(t) = E[a_i(t), a_j(t)] = \zeta(t)^2 E[b_i(t), b_j(t)] \quad (3.2)$$

En raison du caractère stationnaire de la fonction $b(t)$, l'espérance calculée est indépendante du temps. On peut alors exprimer ces covariances sous forme matricielle :

$$\boldsymbol{\sigma}(t) = \zeta(t)^2 \boldsymbol{\beta} \quad (3.3)$$

où $\beta_{ij} = \text{E}[b_i(t), b_j(t)]$. En appliquant une transformation orthogonale similaire à celle utilisée pour obtenir les contraintes principales dans un corps solide, on détermine un système d'axes principaux dans lequel la matrice β est diagonale. On notera le repère déterminé par les axes principaux d'un séisme R_{princ} . La matrice des covariances dans le système d'axes principaux a pour expression :

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma}_P(t) &= \mathbf{P}^T \boldsymbol{\sigma}(t) \mathbf{P} \\ &= \zeta(t)^2 \mathbf{P}^T \boldsymbol{\beta} \mathbf{P} \\ &= \zeta(t)^2 \begin{bmatrix} \beta_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \beta_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \beta_{33} \end{bmatrix}\end{aligned}\tag{3.4}$$

où \mathbf{P} est une matrice de transformation. Les axes principaux correspondent aux directions pour lesquelles les enregistrements des différentes directions sont décorrélés statistiquement.

3.1.2 Commentaires

D'un point de vue pratique, cette théorie n'est applicable qu'en considérant les signaux sismiques comme des processus ergodiques (Clough et Penzien, 1993). Sous cette hypothèse, toutes les propriétés statistiques d'un mouvement sismique peuvent être évaluées en étudiant un seul échantillon d'un enregistrement. Dans ce cas, la matrice des covariances des accélérations d'un séisme s'obtient en effectuant une moyenne temporelle :

$$\text{E}[a_i(t), a_j(t)] = \frac{1}{t_f - t_0} \int_{t_0}^{t_f} a_i(t) a_j(t) dt\tag{3.5}$$

où t_0 et t_f désignent les instants du début et de la fin de l'échantillonnage, respectivement.

Le choix de la fonction d'intensité est d'une importance capitale pour la génération des signaux sismiques. Kubo et Penzien (1976) ont montré que cette fonction d'intensité diffère

en réalité selon les directions d'enregistrement, ce qui amène à modifier l'équation (3.1) de la sorte :

$$a_i(t) = \zeta_i(t) b_i(t) \quad (3.6)$$

En considérant cette variabilité (équation 3.6), la transformation orthogonale de $\sigma(t)$ devient dépendante du temps :

$$\sigma_P(t) = P^T(t) \sigma(t) P(t) \quad (3.7)$$

En appliquant cette transformation orthogonale sur des intervalles de temps réduits on constate la validité de cette dernière hypothèse. Néanmoins, l'hypothèse d'une seule fonction d'intensité pour les trois axes donne des résultats qui sont satisfaisants pour les besoins du présent projet.

L'orientation obtenue suite à la transformation orthogonale d'un séisme est indépendante des directions d'enregistrements. Elle correspond à un état commun permettant une comparaison rigoureuse de différents signaux sismiques et de leurs effets.

En 1970, Arias propose une formule pour mesurer l'intensité d'un séisme selon la direction x , en un point O donné :

$$I_{xx}(O) = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a_x^2(t) dt \quad (3.8)$$

où a_x est l'accélération selon la direction x et t_f est la durée totale de l'enregistrement. Cette formule simple permet de mesurer le potentiel destructeur d'un séisme indépendamment d'une structure en particulier. De la même manière, on peut définir les intensités croisées d'un séisme donné en un point O :

$$I_{ij}(O) = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a_i(t) a_j(t) dt \quad \text{avec } i, j = x, y, z \quad (3.9)$$

ainsi que le tenseur des intensités au point O :

$$I = \begin{vmatrix} I_{xx} & I_{xy} & I_{xz} \\ I_{yx} & I_{yy} & I_{yz} \\ I_{zx} & I_{zy} & I_{zz} \end{vmatrix} \quad (3.10)$$

Dans le cadre de notre étude, l'homogénéité entre ce tenseur et les covariances de l'enregistrement décrites par l'équation (3.5) permet une interprétation directe des résultats. Dans un système d'axes principaux, un séisme libère son énergie uniquement selon ses directions principales. Le premier invariant du tenseur des intensités est sa trace :

$$I_1 = I_{xx} + I_{yy} + I_{zz} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} [a_x^2(t) + a_y^2(t) + a_z^2(t)] dt = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (3.11)$$

On retrouve la conservation de l'intensité globale du séisme lors d'un changement de repère. Dans le système d'axes principaux, cette énergie est distribuée en un maximum, une valeur intermédiaire et un minimum.

3.2 Application à des séismes de l'Est Canadien

3.2.1 Sélection des enregistrements

L'évaluation des axes principaux pour différents séismes de l'Est Canadien permet la comparaison de ces signaux et l'obtention de valeurs caractéristiques utiles pour la suite du projet. Les enregistrements utilisés sont issus des événements sismiques de Miramichi (1985), du Saguenay (1988) et de Nahanni (1985). Pour chaque séisme, des accélérations selon trois axes ont été enregistrées par des sismographes situés à différents sites. Une base de données contenant l'ensemble de ces accélérogrammes est fournie par la Commission Géologique du Canada [CGC, 2006]. Seuls les enregistrements dont au moins une des trois accélérations dépasse 0,05 g ont été retenus dans le cadre de cette recherche. Ils sont répertoriés dans les tableaux 3.1 à 3.3. Les numéros des sites sont les mêmes que ceux utilisés par la Commission Géologique du Canada [CGC, 2006]. La notation D_{epic} .

désigne la distance du site du sismographe à l'épicentre. Ces distances ont été déterminées ici en utilisant les positions géographiques de l'épicentre du séisme et celles des stations d'enregistrement correspondantes. L'angle $\theta_{\text{epic.}}$ évalue la direction à l'épicentre. Il est mesuré par rapport au Nord, compté positivement dans le sens horaire. Afin de conserver la position exacte de l'épicentre par rapport au site d'enregistrement, la valeur de $\theta_{\text{epic.}}$ peut varier de 0° à 360° . Les ratios a/v sont calculés avec l'accélération a en g et la vitesse v en m/s.

TAB. 3.1 Enregistrements sismiques de Miramichi retenus pour l'analyse.

No.	Site	Latitude Longitude	$D_{\text{epic.}}$ (km)	$\theta_{\text{epic.}}$	Axe	a_{max} (g)	Ratio a/v
1	Holmes Lake	46,945 N 66,594 W	6	25°	18°	0,181	13,8
					288°	0,347	25,3
					Vert.	0,154	28,8
2	Mitchell Road	47,034 N 66,610 W	5	137°	118°	0,152	8,4
					28°	0,236	12,4
					Vert.	0,582	20,0
3	Loggie Lodge (06/05/1982)	46,969 N 66,529 W	4	323°	189°	0,117	8,6
					99°	0,149	8,5
					Vert.	0,068	9,6
4	Indian Brook	46,980 N 66,581 W	2	46°	321°	0,425	15,6
					231°	0,413	13,3
					Vert.	0,147	16,3

3.2.2 Valeurs calculées

A quelques exceptions près signalées dans le texte, l'ensemble des calculs présentés dans ce chapitre ont été effectués avec le logiciel de calcul scientifique MATLAB (MATLAB, 2004). Le recours à ce logiciel de calcul scientifique a permis de traiter un grand nombre de signaux dans un délai raisonnable grâce à l'automatisation des différentes analyses et traitements des données.

TAB. 3.2 Enregistrements sismiques du Saguenay retenus pour l'analyse.

No.	Site	Latitude Longitude	$D_{\text{epic.}}$ (km)	$\theta_{\text{epic.}}$	Axe	a_{\max} (g)	Ratio a/v
1	St-Ferreol	47,126 N 70,828 W	113	347°	0°	0,121	4,5
					270°	0,097	4,0
					Vert.	0,062	3,7
2	Québec	46,778 N 71,275 W	149	3°	51°	0,051	3,4
					321°	0,051	2,3
					Vert.	0,020	2,1
5	Tadoussac	48,143 N 69,719 W	109	268°	97°	0,027	4,6
					7°	0,002	1,6
					Vert.	0,053	5,1
7	Baie-St-Paul	47,442 N 70,507 W	90	320°	175°	0,125	3,3
					85°	0,174	3,3
					Vert.	0,124	5,1
8	La Malbaie	47,655 N 70,153 W	92	303°	175°	0,124	2,7
					85°	0,060	4,5
					Vert.	0,068	3,9
9	St.-Pascal	47,526 N 69,804 W	122	302°	175°	0,046	1,8
					85°	0,056	2,1
					Vert.	0,037	2,0
10	Rivière-Ouelle	47,476 N 69,996 W	114	308°	175°	0,040	1,8
					85°	0,057	1,6
					Vert.	0,023	1,8
16	Chicoutimi-Nord	48,490 N 71,012 W	43	197°	175°	0,107	7,0
					85°	0,131	5,2
					Vert.	0,102	5,5
17	St-Andre-du-Lac- St-Jean	48,325 N 71,992 W	64	111°	175°	0,156	8,5
					85°	0,091	9,7
					Vert.	0,045	5,1
20	Les Éboulements	47,550 N 70,327 W	90	315°	175°	0,125	2,8
					85°	0,102	3,9
					Vert.	0,234	4,7

TAB. 3.3 Enregistrements sismiques de Nahanni retenus pour l'analyse.

No.	Site	Latitude Longitude	$D_{\text{epic.}}$ (km)	$\theta_{\text{epic.}}$	Axe	a_{max} (g)	Ratio a/v
1	Iverson	62,203 N	7	102°	10°	1,101	2,4
		124,372 W			280°	1,345	3,0
					Vert.	2,367	5,5
1	Iverson (réplique)	62,203 N	7	102°	10°	0,228	3,4
		124,372 W			280°	0,089	2,8
					Vert.	0,112	2,4
3	Battlement Creek (23/12/1985)	62,133 N	22	288°	360°	0,194	5,6
		123,844 W			270°	0,186	3,0
					Vert.	0,181	3,0
3	Battlement Creek (25/12/1985)	62,133 N	22	288°	360°	0,105	10,0
		123,844 W			270°	0,089	6,3
					Vert.	0,074	7,9

3.2.2.1 Covariances

Les axes principaux et les covariances principales des séismes listés aux tableaux 3.1 à 3.3 sont déterminés selon la théorie exposée au paragraphe 3.1. Les vecteurs propres correspondant aux covariances principales sont également déterminés pour distinguer l'axe principal le plus vertical. La covariance correspondant à cet axe est dite verticale et est notée σ_v . Les deux autres covariances horizontales sont notées σ_1 et σ_2 , avec $\sigma_1 < \sigma_2$. Les axes principaux correspondant aux covariances σ_1 et σ_2 sont appelées axes mineur et majeur, respectivement. Pour chaque séisme et chaque propriété, trois types de calcul sont effectués :

1. Sur des intervalles de temps découpant l'enregistrement du séisme, et ce afin d'étudier l'hypothèse simplificatrice adoptée pour les fonctions d'intensité (équation 3.6).
2. En utilisant la durée totale $[t_0 - t_f]$ de l'accélérogramme.
3. En utilisant la durée Trifunac-Brady (Trifunac et Brady, 1975) correspondant à l'intervalle de temps Δt_{TB} pendant lequel le séisme libère entre 5% et 95% de son intensité (équation 2.5).

On s'intéresse au ratio γ_h entre les deux covariances principales horizontales

$$\gamma_h = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad \text{avec} \quad \sigma_1 < \sigma_2 \quad (3.12)$$

et au ratio γ_v entre la covariance verticale et la covariance horizontale la plus élevée

$$\gamma_v = \frac{\sigma_v}{\sigma_2} \quad (3.13)$$

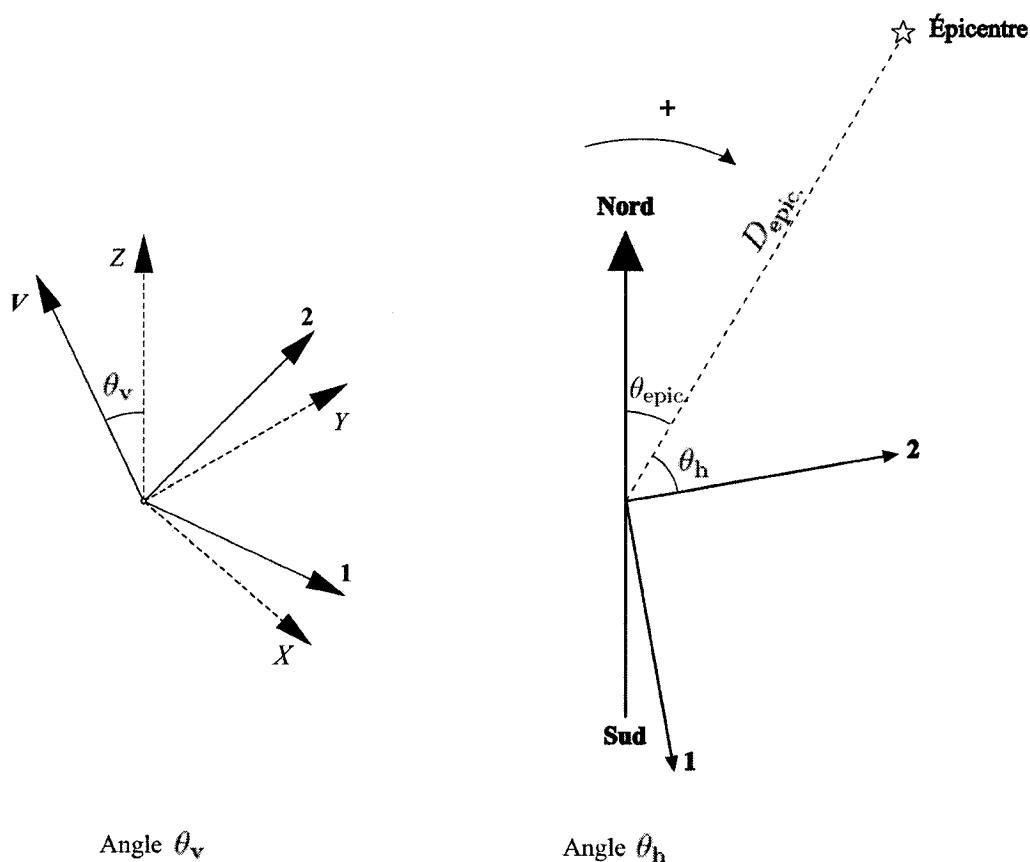
On porte également une attention toute particulière à l'orientation des axes principaux et à son évolution dans le temps. Cette orientation est déterminée par l'intermédiaire de deux angles :

- l'angle d'inclinaison verticale θ_v entre l'axe principal le plus vertical (V) et la verticale géographique du lieu (Z). Cet angle varie entre 0° et 90° , prenant la valeur 0° lorsque l'axe principal le plus vertical est exactement vertical.
- l'angle de déviation horizontale θ_h entre l'axe principal horizontal majeur et l'axe épcentral reliant le site d'enregistrement à l'épicentre. Cet angle vaut 0° lorsque la direction principal pointe vers l'épicentre. Il est orienté positivement dans le sens horaire et varie entre -90° et 90° .

La figure 3.1 illustre les angles θ_h , $\theta_{\text{epic.}}$ et θ_v ainsi que les conventions de signe adoptées.

3.2.2.2 Spectres de réponse

Les spectres de réponse des accélérogrammes transformés précédemment dans leurs systèmes d'axes principaux sont évalués en utilisant un utilitaire de calcul des spectres sismiques [Bouaanani, 2005]. Pour chaque signal, la durée Trifunac-Brady Δt_{TB} est utilisée pour déterminer les réponses spectrales en 250 périodes également réparties entre 0,02 s



X, Y : Axes du sismographe
 1,2 : Axes principaux horizontaux mineur et majeur
 Z : Axe vertical
 V : Axe principal vertical

FIG. 3.1 Angles θ_h (vue en plan) et θ_v (vue 3D).

et 5 s. Pour chaque réponse spectrale calculée, on définit les ratios ρ_h et ρ_v :

$$\rho_h = \frac{S_{a_1}}{S_{a_2}} \quad (3.14)$$

$$\rho_v = \frac{S_{a_v}}{S_{a_2}} \quad (3.15)$$

où S_{a_1} et S_{a_2} sont les spectres de réponse en accélération pour les directions principales horizontales et S_{a_v} pour la direction principale la plus verticale.

Des moyennes sur l'ensemble des spectres de réponse sont compilées pour les différents sites et séismes considérés. Les écarts-types sont calculés selon la formule 3.16 :

$$Std = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (3.16)$$

où n est le nombre de données et $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$.

L'angle θ_v pouvant prendre des valeurs importantes, il a également été décidé d'analyser les résultats dans le repère principal ramené à un axe vertical R_{princ_v} . Par une rotation du système d'axes, on se ramène à étudier l'enregistrement avec l'axe vertical Z et deux axes principaux horizontaux, notés 1' et 2' par analogie aux notations de la figure 3.1. Ces directions sont néanmoins évaluées en considérant les covariances des trois enregistrements.

Pour tenter de faire correspondre au mieux le spectre de réponse horizontal avec le spectre vertical, il a été décidé d'appliquer la méthode « Shifted and Reduced Spectra (RSP) » proposée par Christopoulos dans son mémoire de maîtrise (Christopoulos, 1998). Dans cette méthode, on essaye de faire correspondre le spectre horizontal sur le spectre vertical en appliquant un facteur multiplicatif aux valeurs d'accélération mais également aux périodes de calcul. Cette technique a pour objectif de rendre compte d'une éventuelle différence de

contenu fréquentiel entre les deux directions. Les trois événements sismiques précédemment énumérés ont été étudiés avec cette méthode.

3.3 Résultats

Les tableaux I.1 à I.4 situés en annexe I présentent l'ensemble des résultats des ratios de covariances, des inclinaisons verticales et des déviations horizontales de l'axe principal pour les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni. Notons qu'aucun axe vertical ne pouvait être spécifié pour l'enregistrement du site 1 de Nahanni. Le tableau 3.4 résume les moyennes et écarts-types de chaque événement sismique, évalués sur la durée Trifunac-Brady Δt_{TB} .

TAB. 3.4 Moyennes et écarts-types des ratios des covariances et des inclinaisons verticales déterminés en utilisant la durée Δt_{TB} .

	Ratios des covariances		Inclinaison verticale	Déviation horizontale
	γ_h	γ_v	θ_v	θ_h
Miramichi				
Moyenne Δt_{TB}	0,25	0,76	14,33°	-4,35°
Écart-type Δt_{TB}	0,06	1,18	15,89°	64,06°
Saguenay				
Moyenne Δt_{TB}	0,59	1,05	13,88°	-14,25°
Écart-type Δt_{TB}	0,23	1,97	7,03°	56,76°
Nahanni				
Moyenne Δt_{TB}	0,64	0,42	30,47°	-22,29°
Écart-type Δt_{TB}	0,19	0,14	6,91°	75,68°
Résultats des précédents travaux				
Moyenne	0,75 ¹	0,67 ¹	11,4° ²	-
Écart-type	n.c	n.c	9,9°	-

¹Penzien et Watabe, 1975 : Analyses basées sur 6 enregistrements de la Californie et du Japon.

²López et al., 2006 : Analyses basées sur 96 enregistrements principalement situés sur la ceinture de feu du Pacifique.

3.3.1 Orientations des directions principales

3.3.1.1 Directions principales

Il ressort de certaines études précédentes que la direction principale horizontale majeure d'un séisme correspondrait à son axe épicentral (Penzien et Watabe, 1975 ; López et al., 2006). Ces deux axes sont illustrés sur les figures 3.2 à 3.4 pour l'ensemble des enregistrements, traités sur la durée Trifunac-Brady Δt_{TB} . Les tableaux I.1 à I.4 présentent l'ensemble des résultats, qui sont résumés dans le tableau 3.4.

Ces valeurs sont comptées positivement dans le sens horaire. L'orientation épicentrale θ_{epic} est mesurée depuis le Nord géographique et varie de 0° à 360° . L'angle horizontal θ_h mesure le décalage de la direction principale par rapport à la direction épicentrale. L'orientation de ces axes ne nous intéresse pas, ce qui nous amène à exprimer ces angles entre -90° et 90° de part et d'autre de l'axe épicentral.

Au regard des résultats obtenus, on ne peut corroborer la correspondance entre l'axe horizontale majeure et l'axe épicentral. Les valeurs moyennes ne reflètent aucune réelle tendance et les écart-types correspondants sont très importants. Ceci s'oppose aux travaux préalablement réalisés sur des enregistrements de l'Ouest Américain et du Japon. Cette singularité des séismes de l'Est Canadien pourrait s'expliquer par l'originalité de ses sources sismiques. L'Ouest Américain présente un système de faille clair et bien connu, alors que les mécanismes de rupture de l'Est Canadien sont bien plus complexes et ne sont pas encore totalement identifiés à ce jour (section 2.1.2.2). Fait intéressant à remarquer, les sites d'enregistrements rapprochés géographiquement possèdent des axes principaux aux directions semblables. C'est par exemple le cas des sites 7, 8, 9, 10 et 20 de l'enregistrement du Saguenay (figure 3.3) témoignant d'une bonne cohérence des résultats obtenus.

On peut également visualiser la variation spatiale de l'orientation des axes principaux au cours du séisme (annexe I). Dans le cadre de la génération de signaux sismiques cohérents avec la réalité, il serait nécessaire de prendre en compte cette variation. Pour

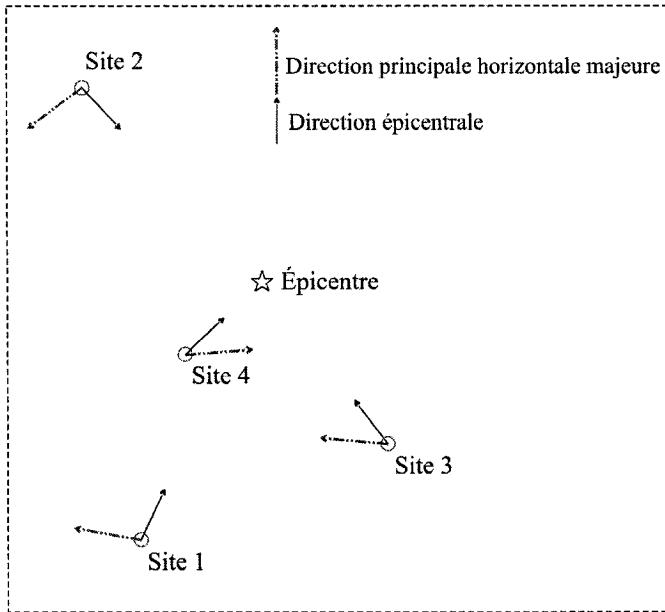


FIG. 3.2 Axes horizontaux principaux majeurs et axes épicentraux des enregistrements du séisme de Miramichi.

l'étude paramétrique de ces signaux historiques et compte tenu des variations relativement faibles obtenues, l'hypothèse d'une direction principale unique est suffisante. Par ailleurs, les perturbations enregistrées correspondent généralement aux instants de début et de fin des séismes où l'on enregistre de faibles amplitudes peu importantes en génie parasismique.

3.3.1.2 Inclinaison des axes principaux verticaux

Dans les tableaux I.1 à I.4, situés à l'annexe I, sont regroupés les inclinaisons des axes principaux verticaux. La moyenne des trois séismes étudiés est de $16,91^\circ$. Néanmoins, il convient de distinguer à travers ces valeurs le cas de Nahanni qui présente une inclinaison moyenne de $30,47^\circ$ très nettement supérieure à celles trouvées pour les deux autres événements. En excluant le cas de Nahanni, la moyenne des inclinaisons verticales est de $14,01^\circ$. A titre de comparaison, López et al. (2006) avaient trouvé une moyenne de $11,4^\circ$ pour des séismes de la ceinture de feu du Pacifique.

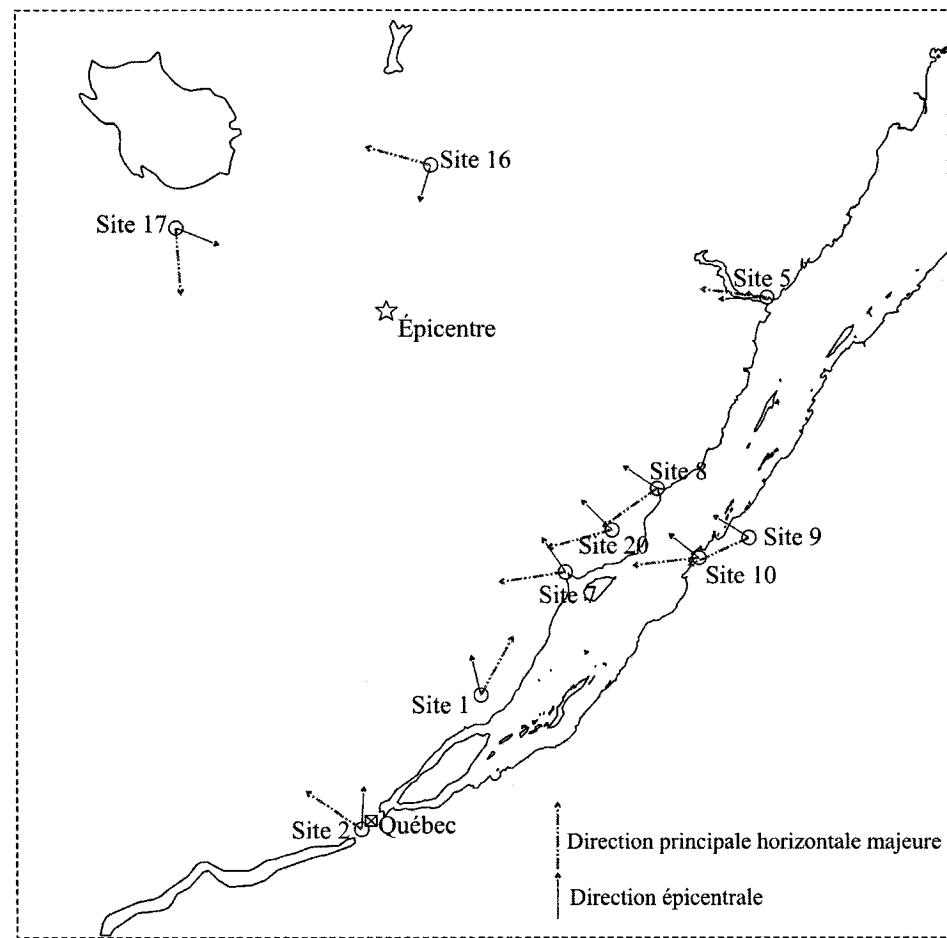


FIG. 3.3 Axes horizontaux principaux majeurs et axes épicentraux des enregistrements du séisme du Saguenay.

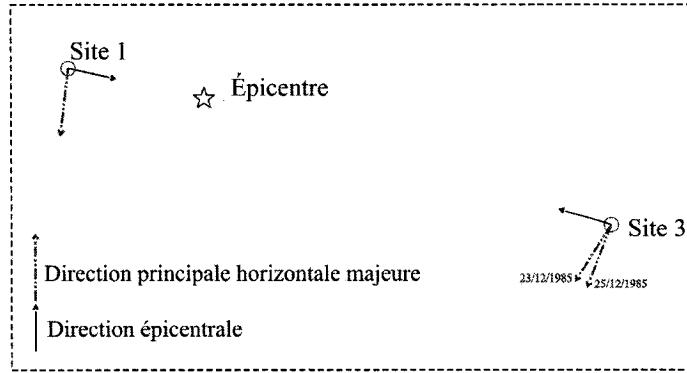


FIG. 3.4 Axes horizontaux principaux majeurs et axes épicentraux des enregistrements du séisme de Nahanni.

3.3.2 Covariances

Les tableaux I.1 à I.4, situés à l'annexe I, présentent les différents résultats relatifs aux ratios des covariances étudiés. Penzien et Watabe (1975), d'après l'étude de six enregistrements japonais et californiens concluaient à des valeurs de $\rho_h = 0,75$ et $\rho_v = 0,67$. En compilant une moyenne des ratios et en tenant compte des trois séismes étudiés, on obtient des valeurs de $\rho_h = 0,52$ et $\rho_v = 0,87$.

Simple d'évaluation cette valeur ne requiert qu'une seul opération par site. A chaque enregistrement correspondent les covariances de chaque axe principal et donc un seul ratio horizontal et un seul ratio vertical. L'interprétation en est donc facilitée. Cependant, cette unicité doublée du faible nombre d'enregistrements disponibles dans l'Est Canadien rend leur utilisation périlleuse. Les moyennes obtenues ne sont fournies qu'à titre indicatif puisque le faible nombre de valeurs calculées et les écart-types importants (voir très importants pour la direction verticale) rendent leur utilisation impossible. Si l'on s'en tient à la plage des valeurs obtenues, elle est trop large pour pouvoir être utilisée.

Même en cas de résultats plus probants resterait la question de la mise en pratique. Il n'existe pas de lien direct entre l'accélérogramme et ses covariances principales. La méthode pour obtenir le ratio de covariances désiré avec deux accélérogrammes quelconques reste à développer. Compte tenu des grandeurs mises en jeu, il est probable qu'un lien

plus ou moins direct existe entre l'intensité des séismes et les ratios étudiés. Ceci n'a pas été développé dans ces travaux de maîtrise, en raison des faibles attentes suscitées.

3.3.3 Réponses spectrales

Les tableaux II.1 à II.6, situés à l'annexe II, présentent l'ensemble des résultats de ratios des spectres de réponse pour les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni. Le tableau 3.5 présente les moyennes et écarts-types pour chaque événement sismique.

Les tableaux II.7 à II.12, situés à l'annexe II, présentent l'ensemble des résultats des ratios des spectres de réponse pour les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni dans le cas d'un repère principal avec un axe vertical (R_{princ_V}). Rappelons que ce nouveau repère principal correspond au repère R_{princ} pour lequel on aurait artificiellement ramené la composante quasi-verticale V alignée sur la verticale Z , c'est-à-dire pour $\theta_V = 0^\circ$. Le repère R_{princ_V} comprend donc une composante verticale et deux composantes horizontales (notées 1' et 2'). Le tableau 3.6 présente les moyennes et écarts-types pour chaque événement sismique.

3.3.3.1 Miramichi

Les tableaux II.1 et II.2, situés à l'annexe II, présentent les moyennes et les écart-types des ratios γ_h et γ_v définis par les équations 3.12 et 3.13, pour les spectres de réponse de Miramichi. Ces valeurs sont évaluées pour différents intervalles de périodes entre 0,02 s et 5 s, puis calculés sur l'ensemble du spectre ainsi que sur l'intervalle [0,02 s – 0,50 s], $T=0,50$ s correspondant globalement à la période pour laquelle l'amplification dynamique des séismes de l'Est Canadien disparaît. Une moyenne globale pour ces mêmes intervalles de périodes traitées sur l'ensemble des séismes de Miramichi est également évaluée. Dans le repère principal R_{princ} , on obtient 0,664 pour le ratio horizontal et 0,582 pour le verti-

TAB. 3.5 Résultats moyens des ratios des spectres de réponse.

Périodes considérées (s)	Ratios des spectres de réponse			
	ρ_h	Moyenne	ρ_v	Écart-type
Miramichi				
[0,02 – 0,24]	0,594	0,255	0,574	0,473
[0,24 – 0,50]	0,723	0,296	0,585	0,349
[0,50 – 1,00]	0,883	0,325	0,704	0,637
[1,00 – 5,00]	0,918	0,383	1,136	1,535
[0,02 – 0,50]	0,664	0,286	0,582	0,416
[0,02 – 5,00]	0,889	0,377	1,040	1,411
Saguenay				
[0,02 – 0,24]	0,739	0,343	0,772	0,639
[0,24 – 0,50]	0,704	0,400	0,742	0,526
[0,50 – 1,00]	0,587	0,287	0,784	0,622
[1,00 – 5,00]	0,718	0,330	0,665	0,408
[0,02 – 0,50]	0,715	0,373	0,749	0,574
[0,02 – 5,00]	0,705	0,333	0,686	0,455
Nahanni				
[0,02 – 0,24]	0,799	0,317	0,648	0,270
[0,24 – 0,50]	0,755	0,353	0,963	0,277
[0,50 – 1,00]	0,744	0,312	1,094	0,408
[1,00 – 5,00]	0,842	0,298	1,168	0,418
[0,02 – 0,50]	0,777	0,341	0,816	0,316
[0,02 – 5,00]	0,825	0,306	1,125	0,422

TAB. 3.6 Résultats moyens des ratios des spectres de réponse dans le repère R_{princ_V} .

Périodes considérées (s)	Ratios des spectres de réponse			
	ρ_h	Moyenne	ρ_v	Écart-type
Miramichi				
[0,02 – 0,24]	0,616	0,231	0,537	0,476
[0,24 – 0,50]	0,752	0,269	0,534	0,381
[0,50 – 1,00]	0,906	0,273	0,667	0,644
[1,00 – 5,00]	0,951	0,341	1,026	1,423
[0,02 – 0,50]	0,691	0,261	0,538	0,433
[0,02 – 5,00]	0,921	0,337	0,943	1,310
Saguenay				
[0,02 – 0,24]	0,733	0,354	0,810	0,608
[0,24 – 0,50]	0,683	0,407	0,805	0,493
[0,50 – 1,00]	0,630	0,321	0,838	0,725
[1,00 – 5,00]	0,736	0,341	0,691	0,415
[0,02 – 0,50]	0,700	0,382	0,798	0,542
[0,02 – 5,00]	0,722	0,345	0,717	0,471
Nahanni				
[0,02 – 0,24]	0,871	0,414	0,787	0,346
[0,24 – 0,50]	0,876	0,340	0,948	0,254
[0,50 – 1,00]	0,946	0,401	0,963	0,254
[1,00 – 5,00]	1,002	0,379	0,961	0,517
[0,02 – 0,50]	0,872	0,377	0,865	0,299
[0,02 – 5,00]	0,983	0,383	0,951	0,481

cal sur l'intervalle de périodes [0,02 s – 0,50 s]. Les écarts-types sont importants. Dans le repère R_{princ_V} , le ratio horizontal est de 0,691 et le vertical 0,538, toujours sur le même intervalle de périodes. Les écart-types sont comparables à ceux trouvés précédemment.

3.3.3.2 Saguenay

Les tableaux II.3 à II.5, situés à l'annexe II, présentent l'ensemble des résultats calculés pour le Saguenay. On obtient 0,715 pour le ratio des spectres horizontaux et 0,749 pour le ratio vertical sur l'intervalle de périodes [0,02 s – 0,50 s]. Dans le deuxième cas (R_{princ_V}), on obtient 0,700 pour le ratio horizontal et 0,798 pour le vertical. Les écart-types sont à chaque fois assez important.

3.3.3.3 Nahanni

Le tableau II.6, situé à l'annexe II, regroupe les calculs pour le séisme de Nahanni. Le ratio horizontal produit une valeur moyenne de 0,777, alors qu'on trouve 0,816 pour le rapport vertical. Dans le repère R_{princ_V} , le ratio horizontal est de 0,872 et le ratio vertical 0,865. Les mêmes commentaires que précédemment s'appliquent quant aux écarts-types.

En compilant une moyenne pour les trois événements sismiques et en tenant compte du nombre d'enregistrements utilisés pour chaque site, on obtient les valeurs présentées au tableau 3.7 pour la direction horizontale.

TAB. 3.7 Ratio horizontal moyen des spectres de réponse.

Périodes (s)	Est Canadien	Est Canadien repère R_{princ_V}	Résultats de López et al., 2006
[0,02 – 0,50]	0,714	0,728	0,700
[0,02 – 5,00]	0,770	0,815	0,700

Ces valeurs sont très proches de celles obtenues lors de précédents travaux (López et al., 2006) et peuvent être utilisées avec une certaine confiance en dépit du faible nombre de valeurs disponibles dans l'Est Canadien. En ce qui concerne les valeurs pour les spectres de réponse verticaux, il n'est pas possible de conclure à une valeur de référence sans faire certaines hypothèses plus précises sur la nature du séisme et de l'enregistrement (magnitude, distance à l'épicentre, etc.). Cette conclusion concorde avec celle de López et al. (2006).

3.3.3.4 Autres valeurs calculées

Les ratios des spectres de réponse précédemment calculés l'ont été dans le repère principal R_{princ} . Étant donné la particularité de la direction verticale en analyse dynamique, il était intéressant de se demander si la conservation de cette direction ne pourrait pas amener un intérêt supplémentaire aux résultats calculés. Le tableau 3.6 présente ces résultats. On ne remarque pas de variation importante des résultats ni d'amélioration substantielle des écarts-types. Néanmoins, ces valeurs correspondent plus à la pratique de l'ingénieur en structures. La direction verticale fait en effet l'objet d'une attention toute particulière comme l'illustrent les différents codes de dimensionnement.

Les trois séismes étudiés ont également été soumis à la méthode RSP à partir des enregistrements dans leur repère principal. Pour ce faire, une méthode itérative de moindre carrés a été programmée sous MATLAB (MATLAB, 2004). Plusieurs couples de facteurs de réduction (β) et de décalage (α) sont vérifiés pour l'ensemble des sites. Les résultats donnent donc un facteur de réduction agissant sur les accélérations et un facteur de décalage touchant aux périodes. Les résultats présentés dans le tableau 3.8 ne permettent pas de dégager une quelconque tendance que ce soit pour le coefficient α ou β . Les résultats obtenus suite à cette transformation n'améliorent pas les écarts-types précédemment obtenus. Cette méthode a été laissée de côté pour la suite des calculs. Néanmoins, on peut tirer quelques conclusions intéressantes dans la perspective de la singularité des séismes de l'Est Canadien. Ces résultats ne sont pas surprenants si on les rapproche de ceux des

tableaux 3.1 à 3.3. Les ratios a/v obtenus diffèrent de ce qu'on pourrait obtenir pour l'Ouest Américain ou Canadien (tableau 4.19 ; Christopoulos, 1998) par deux aspects :

- Les ratios obtenus pour l'Est Canadien peuvent être beaucoup plus importants que ceux trouvés dans l'Ouest.
- On observe plus fréquemment dans l'Ouest que dans l'Est un ratio a/v plus grand pour la composante verticale que pour les composantes horizontales. Ces résultats sont confirmés par l'absence de tendance qui se dégage du tableau 3.8.

TAB. 3.8 Résultats de la méthode RSP.

	Séisme	α	β
Miramichi			
	Site 1	1,250	0,250
	Site 2	0,474	2,000
	Site 4	1,057	0,190
Saguenay			
	Site 1	1,331	0,470
	Site 2	0,981	0,431
	Site 5	0,990	1,471
	Site 7	0,471	0,704
	Site 8	1,097	0,500
	Site 9	1,428	0,470
	Site 10	0,967	0,430
	Site 16	1,285	0,670
	Site 17	1,667	0,330
	Site 20	0,851	1,836
Nahanni			
	Site 1 (réplique)	1,118	0,480
	Site 3 (23/12)	1,157	0,770
	Site 3 (25/12)	1,094	0,650

3.3.4 Discussion

Le premier objectif de cette partie était l'analyse des signaux de l'Est Canadien en comparaison des résultats obtenus lors de précédents travaux sur des séismes de la ceinture de feu du Pacifique. Différents paramètres ont été évalués pour les principaux séismes de l'Est

Canadien. En se basant sur les résultats obtenus sur des signaux de l'Ouest Américain ou d'autres zones sismiques, on peut dénoter une certaine singularité de l'Est Canadien. L'angle de la direction principale mineure avec la verticale est légèrement plus important que dans les précédentes études. Ceci pourrait indiquer le caractère plus important de la réponse verticale pour les séisme de l'Est Canadien. Par ailleurs, le mécanisme de rupture des roches et la propagation des ondes sismiques sont des phénomènes plus complexes que dans l'Ouest ce que viendrait corroborer l'absence de corrélation entre la direction principale et la direction à l'épicentre.

L'autre objectif de cette partie était d'obtenir une valeur permettant l'étalonnage cohérent des séismes tri-dimensionnels de l'Est du Canada. En d'autres termes, est-il possible de trouver une valeur constante pour un signal sismique en trois dimensions de l'Est Canadien. Deux types de ratios significatifs ont été évalués pour les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni : le ratio des covariances et le ratio des spectres de réponse. Le premier présente l'avantage de sa simplicité de compréhension et de calcul mais à défaut de trouver un lien direct avec les accélérogrammes il reste difficile à mettre en œuvre dans la pratique. De l'autre côté, le ratio des spectres de réponse est directement utilisable par l'ingénieur en structures. Certaines hypothèses ont été posées en décidant par exemple de ne s'intéresser qu'aux parties des spectres de réponse ayant une amplification dynamique. Par observation, cette valeur a été arrêtée à $T = 0,5$ s. Malgré le faible nombre de données disponibles et des écarts-types notables, il est possible de tirer certaines conclusions. En dépit du faible nombre de valeurs disponibles dans l'Est Canadien, les valeurs des ratios horizontaux des spectres de réponse présentent une similarité suffisamment grande avec les précédents résultats (López et al., 2006) pour pouvoir être utilisés en toute confiance. Ces valeurs ne semblent pas être sujettes à une grande variation entre l'Est et l'Ouest. Dans le cas du ratio vertical, on observe de plus grandes différences et la plus grande vigilance devrait être requise. D'autres vérifications restent à faire avant de pouvoir conclure à l'utilisation d'une seule valeur. Il est plus probable qu'une plage de valeurs puisse être utilisée, dépendant de l'intensité du spectre horizontal choisi.

L'objectif final de ces valeurs étaient leur utilisation avec des accélérogrammes synthétiques unidimensionnels afin de recréer un enregistrement en trois dimensions réaliste pour les séismes de l'Est Canadien. On dispose désormais de ratios entre les spectres de réponse des différentes directions principales d'enregistrement. Ces ratios étant tous ramenés à la direction horizontale majeure il est possible, en fixant le spectre de réponse d'une direction donnée, de reconstituer les spectres de réponse des différentes directions. Disposant d'accélérogrammes synthétiques cohérents avec la zone géographique concernée, il serait alors possible de régler les enregistrements transformés dans leurs axes principaux sur les trois spectres de réponse. Il est important de considérer les enregistrements dans leur repère principal puisque les ratios sont calculés dans ces conditions où les signaux sont décorrélés statiquement parlant, nous permettant alors de traiter un signal indépendamment des deux autres. Il serait erroné d'appliquer ces coefficients sur trois signaux quelconques sans considération pour leur interdépendance.

On dispose généralement des valeurs de spectres de réponse pour des accélérogrammes horizontaux. Ainsi, l'évaluation des ratios pour le cas d'axes principaux horizontaux prend tout son sens. Il serait donc plus utile de considérer les ratios évalués dans le repère R_{princ_V} (tableau 3.6).

Cependant, une question reste en suspens sur la nature du spectre de réponse à utiliser. En effet, la seule donnée disponible pour caractériser la réponse sismique d'une structure soumise à un séisme de l'Est Canadien serait les spectres de réponse du Code National du Bâtiment du Canada 2005. Néanmoins, comme il a été mentionné précédemment, ces spectres de réponses (appelés en réalité Spectre de Risque Uniforme) correspondent à la réponse d'une structure soumise à un risque sismique de probabilité 2% en 50 ans (Heidebrecht, 2003). Par définition de l'aléa sismique au Canada, l'ensemble du risque pour une localité ne provient pas d'un seul événement sismique. Concrètement, le spectre de risque uniforme ne correspond à aucune sollicitation sismique probable. Elle couvre l'ensemble des sollicitations sismiques ayant un certain pourcentage de risque choisi. On retrouve clairement cette notion lorsqu'on utilise des accélérogrammes synthétiques proposés par

Atkinson et Beresnev (1998). Ils recommandent par exemple pour la ville de Montréal l'utilisation de 8 signaux issus de deux événements sismiques différents : un séisme de magnitude 6 dont l'épicentre serait situé à 30 km et un séisme de magnitude 7 avec un épicentre à 70 km de Montréal. L'ensemble des signaux artificiels est censé couvrir la totalité du spectre de risque uniforme. Peut-on alors considérer ce spectre comme étalon pour le réglage des trois directions de l'accélérogramme synthétique ? Il semblerait plus réaliste de considérer plusieurs cas selon les différents risques existants pour la localité concernée (pour Montréal, deux origines au risque) et d'obtenir pour chaque cas le spectre de réponse (et non plus de risque uniforme). Une façon d'obtenir ce spectre pourrait être l'étude des spectres de réponses des accélérogrammes synthétiques.

Après ce chapitre analysant les différentes propriétés des signaux de l'Est Canadien, le chapitre suivant a pour but de présenter l'analyse de quatre modèles de ponts haubanés soumis à différents signaux de l'Est et l'Ouest Nord-Américain.

CHAPITRE 4

MODÉLISATION STRUCTURALE

4.1 Présentation des modèles par éléments finis

Dans le cadre de cette étude paramétrique sur les ponts haubanés, il a été décidé de se concentrer sur une seule géométrie de ponts. Étant donné l'extrême diversité de formes recensées à travers le monde, la géométrie retenue ne correspondrait forcément qu'à une petite partie des réalisations existantes. Le choix s'est porté sur les ponts haubanés à tablier mince en béton (Virolgeux, 1999). Ce choix s'explique par plusieurs raisons. La faible épaisseur du tablier invite d'autres éléments structuraux à prendre en charge la reprise des efforts, notamment les haubans. Ceci confère un statut particulièrement intéressant à cette géométrie puisque l'on s'intéressera dans le cadre de cette étude aux problèmes de vibration des câbles. Par ailleurs, la simplicité du tablier implique une simplicité de modélisation et de lecture des résultats. Le tableau 4.1 résume les principales propriétés des quatre modèles étudiés. A noter dans ce tableau la signification de « Nb./ $\frac{1}{2}$ -portée » qui désigne le nombre de haubans par demi-portée. La figure 4.1 présente une vue comparative des dimensions des quatre ouvrages. Le choix des dimensions est inspiré de réalisations existantes et de lectures faites sur le sujet, notamment l'étude paramétrique proposée par Walther (Walther, 1985). Néanmoins, ces modèles sont le fruit du travail de l'auteur au cours de sa maîtrise-recherche. Toutes les dimensions des modèles ont du faire l'objet d'un dimensionnement

On dénombre plusieurs réalisations majeures de tels ponts haubanés dans la catégorie des ponts de petites et moyennes portées. Le pont de Evripo (Grèce) présente une portée centrale de 215 m de long pour une épaisseur de béton du tablier de 45 cm. Dans la même catégorie, on trouve en France le pont de Tarascon-Beaucaire dont le tablier de 77 cm d'épaisseur enjambe 192,8 m de portée centrale. On compte de nombreuses autres réali-

sations pour des portées de l'ordre de 100 m.

TAB. 4.1 Données des modèles.

	9@5.5m	14@6m	17@7m	20@10m
Dimensions				
Portée centrale	104,5 m	174 m	245 m	410 m
Portée de rive	49,5 m	84 m	119 m	200 m
Haubans				
Nb./ $\frac{1}{2}$ -portée	9	14	17	20
Espacement	5,5 m	6 m	7 m	10 m
Module d'Young		$E = 200\ 000 \text{ MPa}$		
Coefficient de Poisson		$\nu=0,3$		
Densité		$\rho=7\ 000 \text{ kg/m}^3$		
Tablier				
Épaisseur	0,55 m	0,6 m	0,7 m	1 m
Largeur	8 m	12 m	16 m	16 m
Module d'Young		$E = 40\ 000 \text{ MPa}$		
Coefficient de Poisson		$\nu=0,2$		
Densité		$\rho=2\ 500 \text{ kg/m}^3$		
Jambes				
Épaisseur	2,5 m	3,75 m	5 m	7 m
Largeur	1,5 m	2,5 m	3,5 m	5,5 m
Épaisseur parois	0,375 m	0,75 m	1 m	1,8 m
Module d'Young		$E = 40\ 000 \text{ MPa}$		
Coefficient de Poisson		$\nu=0,2$		
Densité		$\rho=2\ 400 \text{ kg/m}^3$		

En raison de la minceur du tablier, les distances horizontales séparant les haubans sont plus petites que pour d'autres géométries de tablier. Dans ce travail, elles vont de 5,5 m à 10 m et sont reliées à l'épaisseur du tablier en béton par un facteur 10. Cette relation épaisseur du tablier-espacement des haubans est la même pour tous les modèles. Le nombre de haubans est déterminé selon la portée voulue. Les largeurs de tablier sont évaluées de manière à correspondre à un nombre de voies de circulation réaliste. Pour les jambes des pylônes, le dimensionnement est estimé afin d'obtenir une certaine rigidité en accord avec les dimensions de la structure.

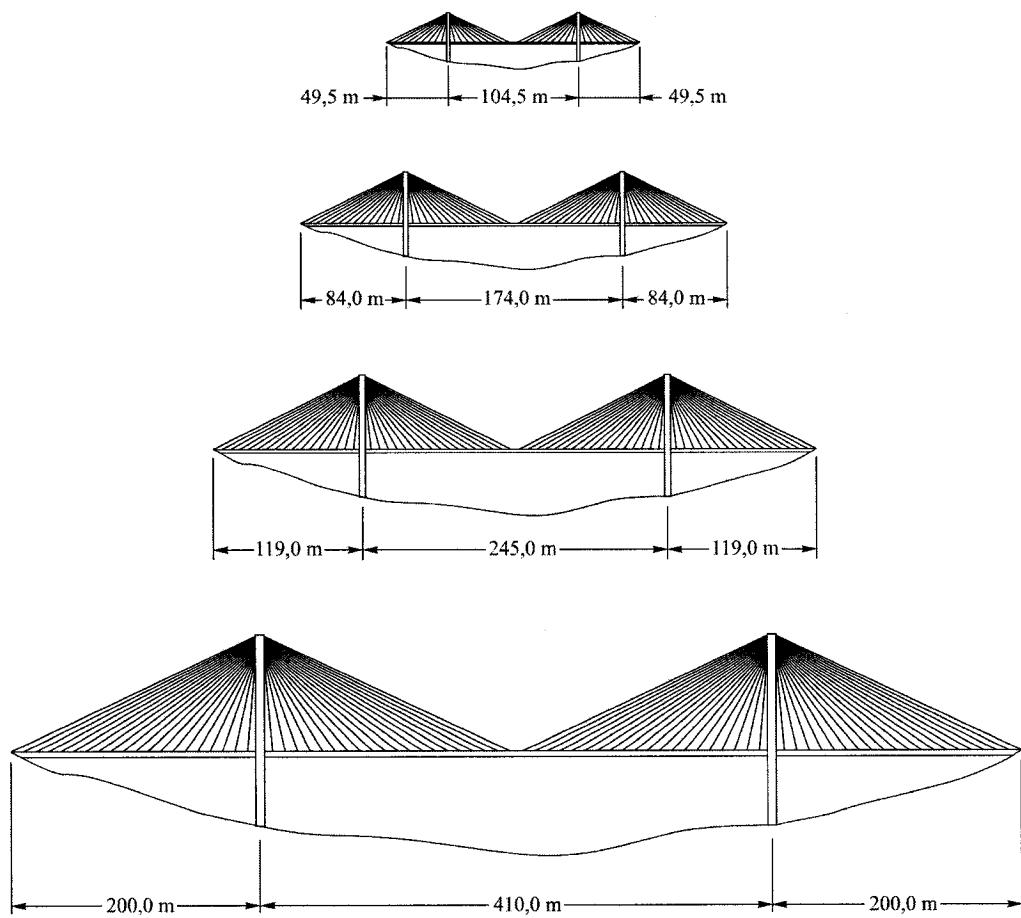


FIG. 4.1 Vue comparative des quatre modèles de ponts haubanés étudiés (dimensions en m).

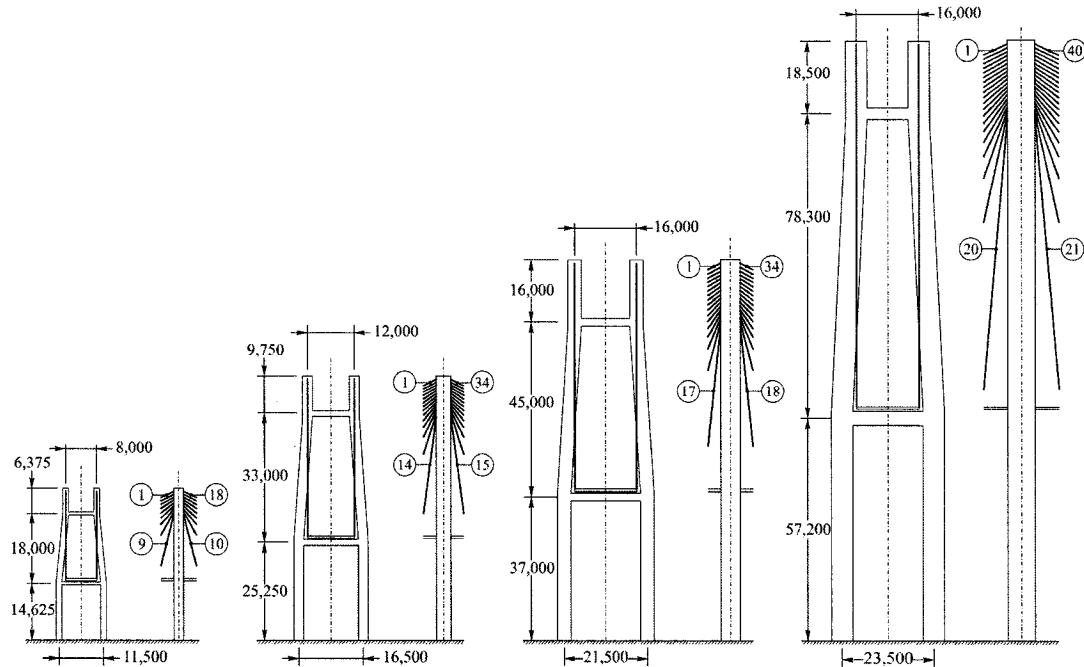


FIG. 4.2 Vue comparative des pylônes des quatre modèles de ponts haubanés étudiés (dimensions en m).

Toutes les modélisations par éléments finis sont réalisées avec le logiciel ADINA 8.2 (ADINA, 2004). Ce logiciel est utilisé dans ce mémoire pour la modélisation des ponts haubanés, en statique et en dynamique. Devant le temps requis par certaines analyses ou le nombre important de fichiers à traiter, il est essentiel d'automatiser autant que faire se peut l'ensemble des étapes de calculs. Les accélérogrammes sont traités avec le logiciel MATLAB ainsi que les fichiers de résultats. L'utilisation conjuguée de tous ces moyens informatiques a permis de mener l'ensemble de ces analyses dans le délai imparti à cette maîtrise.

4.1.1 Modèles 3D

Ce travail de maîtrise portant sur une étude paramétrique d'un même modèle de pont haubané, l'allure des 4 modèles reste inchangée. Un exemple type est montré sur la figure 4.3.

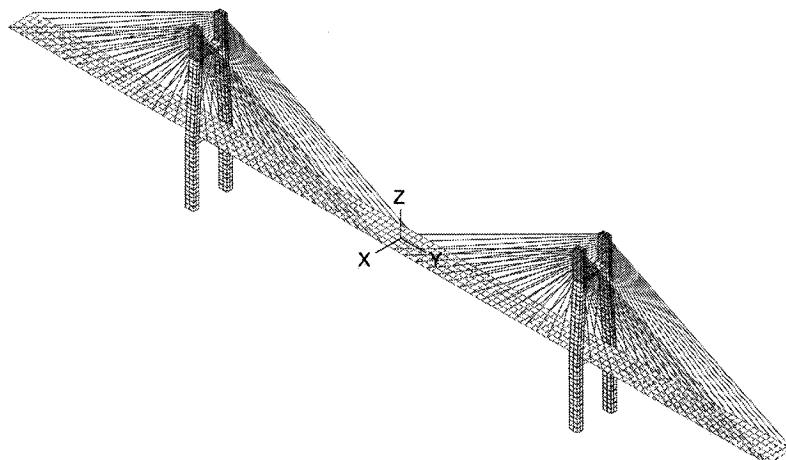


FIG. 4.3 Modèle type de pont haubané en 3D.

Les conditions d'appuis des différents modèles sont toutes semblables :

- Les pylônes sont encastrés à leur base.
- Le tablier est rotulé à ses extrémités.
- La connexion tablier-pylône est roulante longitudinalement et bloquée dans les deux autres directions.
- Les haubans sont connectés de manière rotulée aux pylônes et au tablier.

4.1.1.1 Le tablier

Le tablier est une dalle en béton armé de section rectangulaire pleine. Il est modélisé par des éléments de coques (ADINA, 2004 ; Bathe, 1996). Ces éléments isoparamétriques possèdent neuf nœuds avec six degrés de libertés à chaque nœud, trois en translation et trois en rotation. Ces éléments utilisent la théorie des plaques de Reissner-Mindlin et sont corrigés pour éviter le verrouillage en cisaillement.

Le dimensionnement de l'épaisseur du tablier est effectuée en fonction de la distance horizontale séparant les ancrages bas des haubans. En considérant une poutre simplement

supportée entre deux ancrages bas consécutifs, les tensions dans le tablier doivent rester en-deçà des limites généralement acceptées. Transversalement, le tablier est considéré comme étant précontraint. Cette précontrainte transversale (direction X) est modélisée par une déformation initiale linéaire. La détermination de cette valeur est faite de manière empirique et itérative afin de compenser les flèches transversale du tablier.

Le tablier est découpé en éléments de trois mètres de côtés, ajustés selon les dimensions du tablier (tableau 4.2).

TAB. 4.2 Dimensions des éléments finis du tablier.

	Longueur	Largeur
9@5.5m	2,75 m	2,66 m
14@6m	3,00 m	3,00 m
17@7m	3,50 m	3,20 m
20@10m	3,33 m	3,20 m

4.1.1.2 Les pylônes

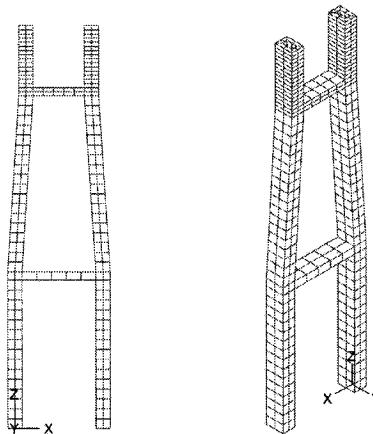


FIG. 4.4 Vues d'un modèle type de pylône.

La figure 4.4 montre une vue en élévation et une vue en perspective d'un modèle type de pylône. Ce sont des pylônes en H avec deux butons horizontaux. La zone d'ancrage des haubans est située dans la partie verticale supérieure des pylônes. La section des pylônes

est creuse afin d'obtenir un ratio inertie-poids optimal. Les dimensions des jambes des pylônes sont dimensionnées afin de fournir une même rigidité longitudinale pour tous les modèles. Cette rigidité est prise comme celle d'une poutre en porte-à-faux encastrée à sa base, de longueur celle des jambes.

Ils sont modélisés par des éléments solides en trois dimensions à 27 noeuds. Ces éléments comptent six degrés de liberté à chaque noeud.

La tension initiale des haubans crée une force d'arrachement du béton des pylônes tendant à rendre la contrainte initiale dans la partie haute des pylônes trop importante. Cela risquerait de parasiter les résultats obtenus par la suite. Dans cette optique, une force de précontrainte a été appliquée entre les ancrages hauts en vis-à-vis, par l'intermédiaire de treillis bi-rotulés à deux noeuds auxquels sont appliquées des déformations initiales. Ces treillis ont les mêmes propriétés (module d'Young, section) que le hauban d'ancrage (hauban relié à la rive) sauf pour sa masse qui est prise nulle afin d'éviter tout comportement dynamique parasite.

La figure 4.5 présente le principe de modélisation de la connexion entre le tablier et le pylône. Le tablier est libre de se déplacer longitudinalement. Le pylône et le tablier sont connectés verticalement et latéralement par l'intermédiaire d'un treillis bi-rotulé à 2 noeuds possédant une très grande rigidité axiale relativement aux autres éléments de la structure (un module d'Young de $E = 10\,000 \text{ GPa}$ et une section $A = 1 \text{ m}^2$). Les rotations sont laissées libres. Afin d'éviter tout comportement dynamique parasite de cette structure de connexion, la masse de ces éléments de connexion est nulle (densité égale à 1 kg/m^3). Afin d'obtenir un état initial où le tablier possède un déplacement nul à sa connexion avec les pylônes, une contrainte initiale est appliquée aux treillis verticaux. Dans le but de ne pas coupler les réactions verticales et latérales, les deux appuis ont été modélisés indépendamment l'un de l'autre. Un treillis correspond à une réaction et est positionné selon la direction souhaitée. Des liens rigides viennent lier l'extrémité libre de l'appui au pylône, comme l'indique la figure 4.5. Dans le cas de l'appui vertical, et pour

ne pas asservir un même nœud par deux liens rigides, ce sont deux appuis verticaux qui sont utilisés partant de deux nœuds séparés de moins de 1 mm et chacun connectés à une partie différente du pylône. La modélisation de ces appuis est symétrique par rapport à la direction transversale du pont.

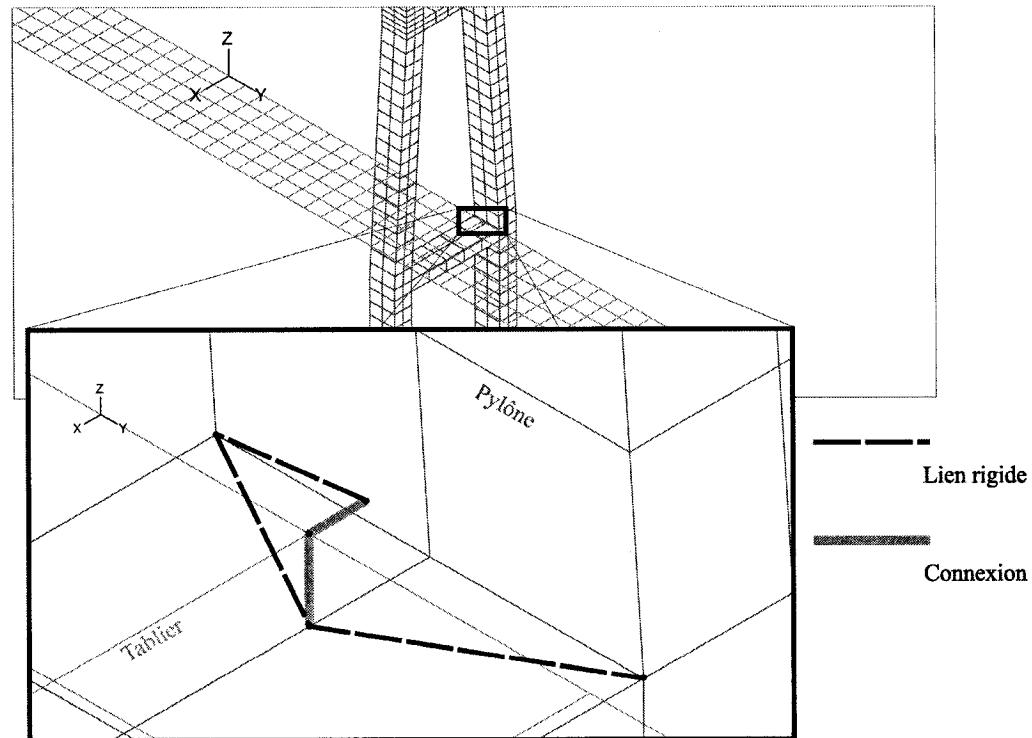


FIG. 4.5 Connexion tablier-pylône.

4.1.1.3 Les haubans

Les haubans sont des câbles prétendus reprenant le poids propre du tablier pour limiter les flèches initiales. Aujourd’hui, ces haubans sont en acier à très haute résistance. Pour des ponts haubanés, les dimensions de ces câbles rendent leur rigidité en flexion négligeable devant leur rigidité en traction. Pour ces raisons, les haubans ont été modélisés par des éléments de treillis ne pouvant reprendre que des forces axiales. La prétension appliquée aux câbles nous assure de n’obtenir que des efforts de traction.

En raison de leur très faible rigidité flexionnelle, les haubans vont subir de grands déplacements sous leur poids propre. Cette déformation induit une perte de rigidité équivalente selon la corde du hauban (figure 4.6). Cette perte de rigidité peut être évaluée par la formule de Ernst :

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E} + \frac{\rho^2 d^2}{12\sigma^2} \quad (4.1)$$

La rigidité équivalente E^* augmente avec la tension du câble σ et varie inversement à la distance d et à la densité ρ . Afin de rendre compte de cette perte de rigidité géométrique, il est nécessaire de mailler les haubans de manière suffisamment précise. Une distance de trois mètres a été prise pour le découpage des éléments de câble.

Ainsi la tension variera d'un hauban à un autre, nécessitant donc des sections d'acier différentes. L'étape de dimensionnement est une étape complexe en lien direct avec la réalité du projet. Les choix d'acier, de moyens de connexions ou de la méthode de réalisation vont influencer le dimensionnement des haubans. Il a donc fallu adopter certaines hypothèses simplificatrices :

- La contrainte de dimensionnement dans les câbles ne doit pas dépasser 500 MPa (Tuladhar et Dilger, 1999 ; Tuladhar, 1995 ; SETRA, 2001).
- Le module d'Young est de 200 000 MPa.
- Le poids volumique est fixé à 7 000 kg/m³.
- L'aire effective d'un toron est de 150 mm².

Pour calculer le nombre nécessaire de torons par hauban, le modèle de la chaînette a été utilisé (SETRA, 2001). Cette théorie assimile le hauban à une chaîne pesante de rigidité flexionnelle et de déformation axiale négligeables. Par une intégration des relations géométriques infinitésimales élémentaires sur toute la longueur du câble on obtient les équations de la déformée et de la tension du câble, en fonction de la tension horizontale H (figure 4.6). Ces valeurs permettent de déterminer un nombre minimal de torons. Dans un souci de réalisme on ne compte que quelques sections de câbles différentes pour chaque pont.

L'étape suivante de la modélisation pour un pont à haubans est le calcul de la tension initiale dans les câbles. Cette étape est itérative et peut requérir un nombre important d'étapes. L'absence de documentation dans la littérature a rendu le travail plus long et complexe. Il a finalement été décidé de séparer cette tâche en deux étapes :

1. Obtention de la tension initiale des câbles avec le pylône fixé longitudinalement. Les propriétés des haubans (section et tension initiale) sont évaluées à l'aide du modèle de la chaînette, puis leur tension initiale est modifiée jusqu'à obtenir un tablier à la géométrie aussi proche que possible de la position horizontale désirée. Pour ce faire, l'itération est faite sur les déplacements du tablier et les déplacements verticaux du pylône. La différence entre la longueur actuelle et la longueur souhaitée permet de déterminer une différence de tension initiale à ajouter ou enlever à celle précédemment calculée.
2. Réglage des haubans de rive afin de minimiser les efforts à la base des pylônes (effort tranchant et moment de renversement). On ne modifie plus que cette seule tension. Les efforts à la base du pylône sont estimés à partir des réactions horizontales au sommet du pylône. La somme de ces réactions donne le cisaillement alors que la somme du produit de ces réactions avec la hauteur de l'ancrage donne le moment de renversement. La tension initiale dans les haubans de rive est itérée jusqu'à obtenir des réactions à la base très faible. Une fois cette étape réalisée et le pylône libérée longitudinalement, on n'observe pas de déplacement supérieur à 0,0001 m.

Les déplacements des ancrages bas de chaque câble sont *in fine* dans une marge acceptable de 0,0005 m pour tous les modèles. Les dimensions des haubans utilisées pour chaque modèle sont regroupées dans l'annexe III.

4.1.2 Modèles 2D

Les modèles 2D ne présentent que deux degrés de liberté en translation et un degré de liberté en rotation. Avec le logiciel ADINA 8.2, l'espace de travail en 2D est *YZ*.

Les parties tablier et pylônes sont modélisées à l'aide de l'élément de poutres de ADINA.

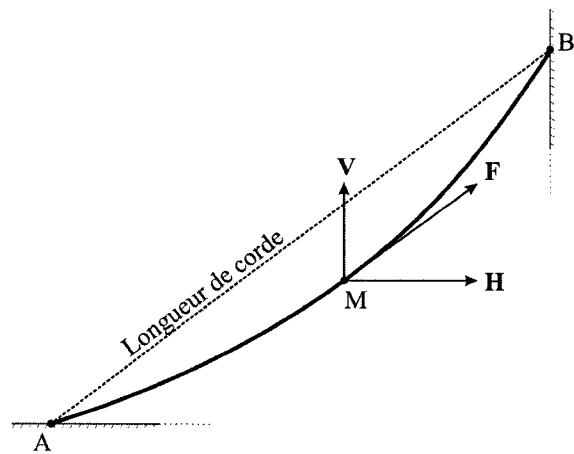


FIG. 4.6 Vue en profil de la déformée d'une chaînette.

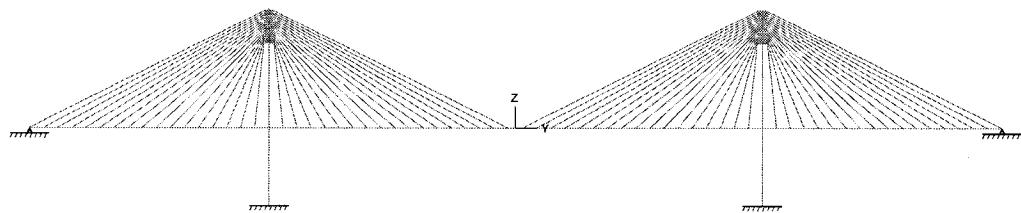


FIG. 4.7 Modèle type de pont haubané en 2D.

C'est un élément de poutre Hermitienne à 2 noeuds. Il est modélisé selon la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli corrigée pour tenir compte des effets de déformation en cisaillement. Cet élément est utilisé avec un matériau élastique isotropique et permet de larges déplacements dans la limite de faibles contraintes.

Les propriétés des matériaux (modules d'Young, inerties, sections,...) restent bien entendu inchangées par rapport aux modèles 3D (tableau 4.1). La connexion entre le tablier et les pylônes est toujours la même. Afin de conserver la même longueur de corde pour les haubans, les ancrages hauts sont décalés horizontalement afin de prendre en compte l'épaisseur du pylône. Ils sont connectés à ces derniers par des liens rigides (figure 4.8).

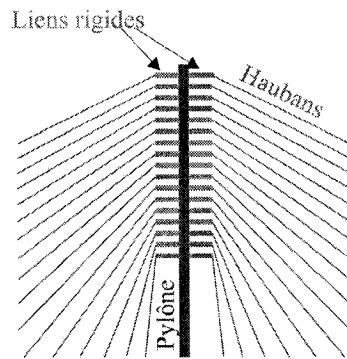


FIG. 4.8 Connexion haubans-pylône pour les modèles 2D.

4.1.2.1 Avec modes de câbles

Les haubans sont modélisés par des éléments de treillis de propriétés (module d'Young, section,...) semblables à celles des modèles 3D présentés préalablement (section 4.1.1.3). Afin d'étudier le rôle de la vibration des câbles dans la réponse aux séismes de l'Est Canadien, il a été décidé d'ajouter à ces modèles 2D une version sans mode propre de câbles.

4.1.2.2 Sans mode de câbles

Les modes de câbles sont exclus de la réponse en modélisant les haubans comme des treillis à deux nœuds. Chaque hauban ne peut alors plus se déformer qu'axialement et ne présente plus de large déformation caractéristique de cet élément. Par la disparition de ces grands déplacements, la rigidité effective des haubans s'en trouve artificiellement augmentée. Afin d'avoir des modèles statiquement équivalents entre eux, les modules d'Young sont modifiés selon la formule d'Ernst (équation 4.1) en prenant la tension σ trouvée lors des précédentes modélisations (section 4.1.2.1).

4.1.3 Modélisation dynamique

4.1.3.1 Amortissement

Un amortissement de Rayleigh a été utilisé pour l'ensemble des modèles. L'amortissement de Rayleigh définit une matrice d'amortissement proportionnelle à la masse et à la rigidité. Elle introduit donc deux inconnues, calculables en posant l'amortissement de deux fréquences choisies.

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (4.2)$$

Les valeurs d'amortissement calculées diffèrent néanmoins entre les différentes tailles de ponts. Étant donné que cette étude porte sur le comportement des ponts haubanés face aux séismes de l'Est Canadien, il est important de conserver un taux d'amortissement raisonnable pour les fréquences dominantes des séismes utilisés (généralement supérieure à 5 Hz). Pour le calcul des valeurs de l'amortissement de Rayleigh, il a donc été choisi de prendre 5% d'amortissement pour la plus basse fréquence caractéristique du modèle (facteur de participation modale supérieur à 10% de la masse totale de l'ouvrage, selon n'importe quelle direction) ainsi que pour la plus haute, dans une limite de 10 Hz.

4.1.3.2 Méthode de calcul des modes propres

Le calcul des valeurs propres et vecteurs propres sont faits avec la méthode d'itérations de sous-espaces (Paultre, 2005 ; Léger, 2006). Cette méthode, dérivée de l'itération inverse, est très efficace lorsque l'on recherche un nombre limité de valeurs et vecteurs propres à travers un très grand nombre de solutions. Dans les cas 3D où le nombre de valeurs propres recherchées devient important, il a été choisi d'itérer sur un nombre plus faible de valeurs propres. La procédure est plus longue en terme de temps mais moins coûteuse en terme de ressources informatiques. En raison d'instabilités numériques (matrices non définies symétriques à partir d'une certaine itération), il a été nécessaire d'utiliser la méthode générale pour la génération des vecteurs de départ dans le cas 3D, et non la méthode de Lanczos (Paultre, 2005).

Les méthodes itératives calculent un vecteur propre et sa valeur propre associée par itération. Un vecteur propre \mathbf{x}_1 est supposé et en considérant une valeur propre unitaire, celui-ci vérifierait l'équation 4.3 s'il était vecteur propre :

$$\mathbf{K}\mathbf{x}_1 = (1)\mathbf{M}\mathbf{x}_1 \quad (4.3)$$

On itère donc sur ce vecteur en calculant le vecteur \mathbf{x}_2 à partir de la relation 4.4 :

$$\mathbf{K}\mathbf{x}_2 = (1)\mathbf{M}\mathbf{x}_1 \quad (4.4)$$

La méthode d'itération par sous-espaces procède de la même manière, avec plusieurs vecteurs propres simultanément.

4.1.3.3 Modélisation sismique

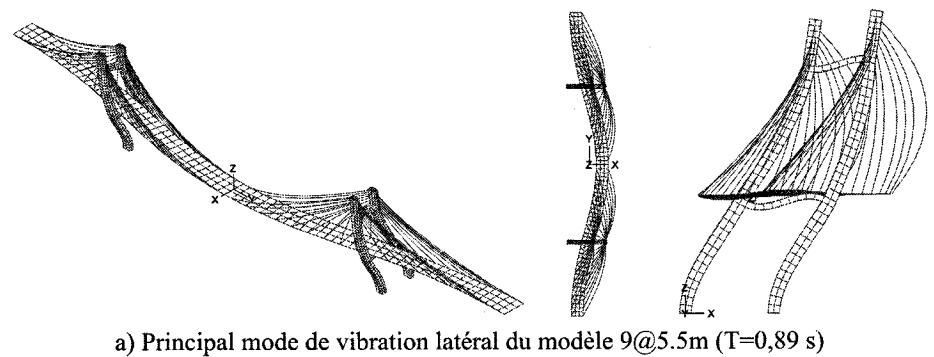
Il est possible de modéliser une accélération au sol avec le logiciel ADINA 8.2. Ce chargement doit être saisi avec un signe négatif puisqu'il correspond à la partie accélération

du chargement de l'équation dynamique 2.2.

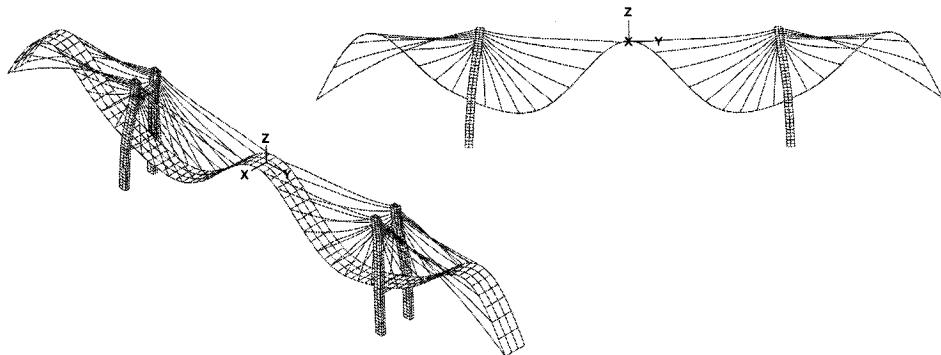
Les analyses ont été effectuées avec la méthode de Newmark- β avec $\gamma = \frac{1}{2}$ et $\beta = \frac{1}{4}$. Les pas de temps choisis sont ceux de l'enregistrement séismique (0,005 s ou 0,02 s).

4.2 Modes propres et calculs de l'amortissement

La figure 4.9 présente une vue 3D de deux modes propres du premier modèle 9@5.5m, le mode principal latéral et vertical.



a) Principal mode de vibration latéral du modèle 9@5.5m (T=0,89 s)



b) Principal mode de vibration vertical du modèle 9@5.5m (T=0,72 s)

FIG. 4.9 Deux modes propres du modèle 9@5.5m.

TAB. 4.3 Périodes des principaux modes propres du modèle 9@5.5m.

Modèle 2D		Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
1,58 (n° 1)	1,58 (n° 1)	1,40 (n° 1)
-	-	0,89 (n° 3)
0,73 (n° 3)	0,73 (n° 3)	0,72 (n° 4)
0,54 (n° 5)	0,54 (n° 5)	0,54 (n° 7)
0,23 (n° 34)	0,23 (n° 12)	0,21 (n° 125)
0,22 (n° 39)	0,22 (n° 13)	
0,10 (n° 97)	0,10 (n° 23)	0,10 (n° 337)
0,04 (n° 227)	0,04 (n° 39)	n.c
0,034 (n° 260)	0,034 (n° 44)	n.c

TAB. 4.4 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 9@5.5m (Direction X).

Modèle 2D		Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
-	-	0,00%
-	-	68,64%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	-
-	-	0,00%
-	-	n.c
-	-	n.c

TAB. 4.5 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 9@5.5m (Direction Y).

Modèle 2D		Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
6,19%	12,59%	28,00%
13,51%	12,63%	-
48,64%	51,28%	50,18%
0,00%	0,00%	n.c
6,33%	6,34 %	n.c

TAB. 4.6 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 9@5.5m (Direction Z).

Avec Modes	Modèle 2D	Modèle 3D
	Sans Mode	
4,42%	4,43%	5,04%
-	-	0,00%
30,49%	30,47%	29,11%
17,49%	17,52%	16,33%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	-
0,00%	0,00%	0,00%
14,76%	16,68%	n.c
0,00%	0,00%	n.c

4.2.1 Modèle 9@5.5m

On remarque une grande similarité entre les modes propres des modèles à deux et trois dimensions. Par ailleurs, les propriétés dynamiques transversales des ouvrages sont gouvernées par un mode simple correspondant à une poutre sur deux appuis intermédiaires. Ce mode implique plus de 60% de la masse modale dans la direction X et se trouve parmi les cinq premiers modes calculés.

Ceci nous amène à formuler l'hypothèse suivante utilisée pour la détermination de l'amortissement de la structure, à savoir que les modes propres principaux de la structure correspondent à ceux des modèles en deux dimensions sans les modes de câbles. Il est très facile d'évaluer une grande quantité de modes propres pour ces structures et donc de déterminer l'ensemble des fréquences participant à la réponse dynamique de la structure. La deuxième valeur utilisée pour l'amortissement de Rayleigh sera donc prise à 5% pour le dernier mode significatif de la réponse des modèles 2D sans mode de câbles.

Dans le cas du premier modèle (9@5.5m), les modes retenus seront donc :

- $T=0,89\text{ s}$ (3^e mode du modèle 3D), avec $\xi = 5\%$.
- $T=0,034\text{ s}$ (44^e mode du modèle 2D sans mode de câbles), avec $\xi = 5\%$.

Ces valeurs mènent aux coefficients de Rayleigh suivants $a_0 = 0,68$ et $a_1 = 5,2 \cdot 10^{-4}$. La courbe de l'amortissement en fonction de la période des modes propres est tracée sur la

figure 4.10.

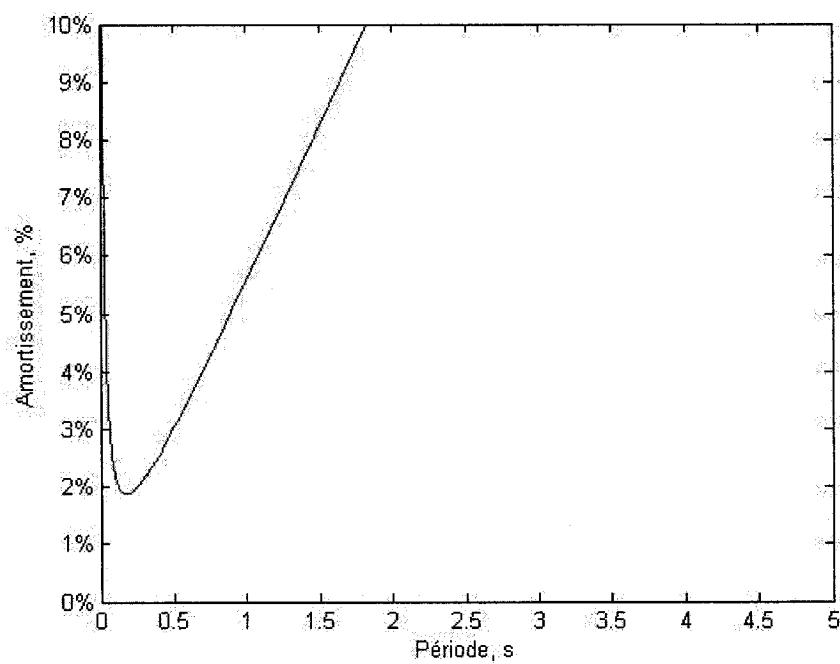


FIG. 4.10 Amortissement pour les modèles 9@5.5m.

4.2.2 Modèle 14@6m

TAB. 4.7 Périodes des principaux modes propres du modèle 14@6m.

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
2,52 (n° 1)	2,52 (n° 1)	2,15 (n° 1)
-	-	1,41 (n° 3)
1,08 (n° 3)	1,08 (n° 3)	1,08 (n° 4)
0,85 (n° 5)	0,85 (n° 5)	0,86 (n° 7)
0,44 (n° 41)	0,44 (n° 13)	0,41 (n° 133)
-	-	0,40 (n° 149)
0,17 (n° 149)	0,17 (n° 29)	0,17 (n° 534)
n.c	0,07 (n° 47)	n.c

TAB. 4.8 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 14@6m (Direction X).

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
-	-	0,00%
-	-	67,77%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	n.c

Le mode principal de vibration latérale se situe encore avant le premier mode significatif vertical. C'est donc ce mode là qui sera retenu :

- $T=1,41 \text{ s}$ (3^e mode du modèle 3D), avec $\xi = 5\%$.
- $T=0,07 \text{ s}$ (47^e mode du modèle 2D sans mode de câbles), avec $\xi = 5\%$.

On trouve les coefficients de Rayleigh suivants $a_0 = 0,4245$ et $a_1 = 0,0011$, ce qui permet de tracer l'amortissement pour l'ensemble des modes de la structure (figure 4.11).

TAB. 4.9 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 14@6m (Direction Y).

Modèle 2D		Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
31,42%	31,67%	26,27%
-	-	12,03%
41,39%	41,63%	40,19%
n.c	0,00%	n.c

TAB. 4.10 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 14@6m (Direction Z).

Modèle 2D		Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
1,41%	1,43%	1,57%
-	-	0,00%
20,52%	20,53%	19,71%
14,85%	14,90%	13,84%
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
n.c	27,79%	n.c

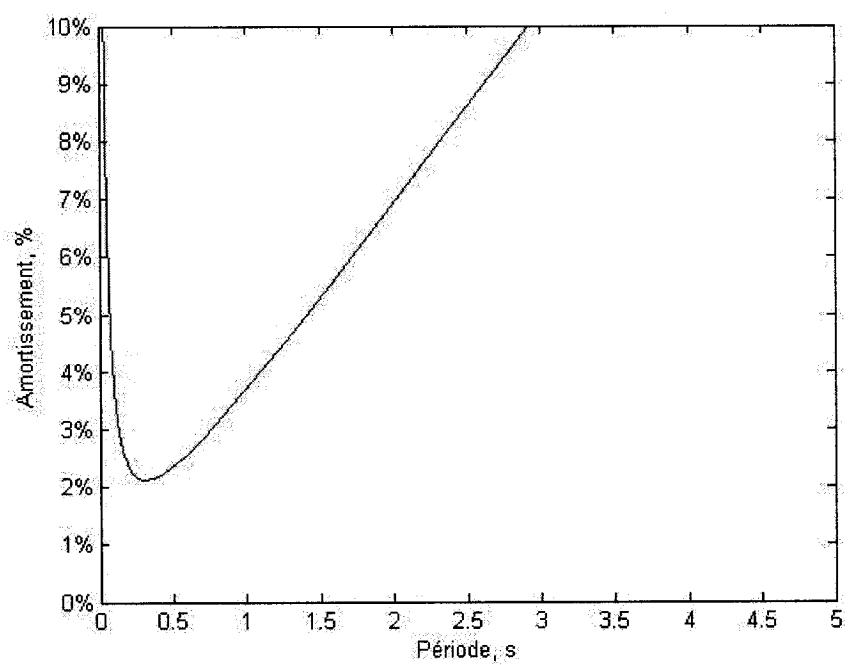


FIG. 4.11 Amortissement pour les modèles 14@6m.

4.2.3 Modèle 17@7m

TAB. 4.11 Périodes des principaux modes propres du modèle 17@7m.

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
3,37 (n° 1)	3,37 (n° 1)	2,88 (n° 1)
-	-	2,04 (n° 3)
1,34 (n° 3)	1,35 (n° 3)	1,36 (n° 5)
1,09 (n° 7)	1,10 (n° 5)	1,11 (n° 8)
0,61 (n° 48)	0,61 (n° 14)	0,57 (n° 173)
0,233 (n° 180)	0,23 (n° 30)	0,23 (n° 656)
0,232 (n° 182)	-	-
0,10 (n° 437)	0,10 (n° 51)	n.c

TAB. 4.12 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 17@7m (Direction X).

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
-	-	0,00%
-	-	67,54%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	-
-	-	n.c

Le mode principal de vibration latérale se situe encore avant le premier mode significatif vertical. C'est donc ce mode là qui sera retenu :

- $T=2,04 \text{ s}$ (3^e mode du modèle 3D), avec $\xi = 5\%$.
- $T=0,10 \text{ s}$ (47^e mode du modèle 2D sans mode de câbles), avec $\xi = 5\%$.

On trouve les coefficients de Rayleigh suivants $a_0 = 0,2936$ et $a_1 = 0,0015$, ce qui permet de tracer l'amortissement pour l'ensemble des modes de la structure (figure 4.12).

TAB. 4.13 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 17@7m (Direction Y).

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
30,23%	30,54%	33,01%
13,64%	36,82%	27,22%
20,99%	-	-
0,00%	0,00%	n.c

TAB. 4.14 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 17@7m (Direction Z).

	Modèle 2D	Modèle 3D
Avec Modes	Sans Mode	
0,86%	0,88%	0,91%
-	-	0,00%
16,17%	16,21%	15,63%
12,08%	13,34%	12,46%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	-	-
27,53%	32,14%	n.c

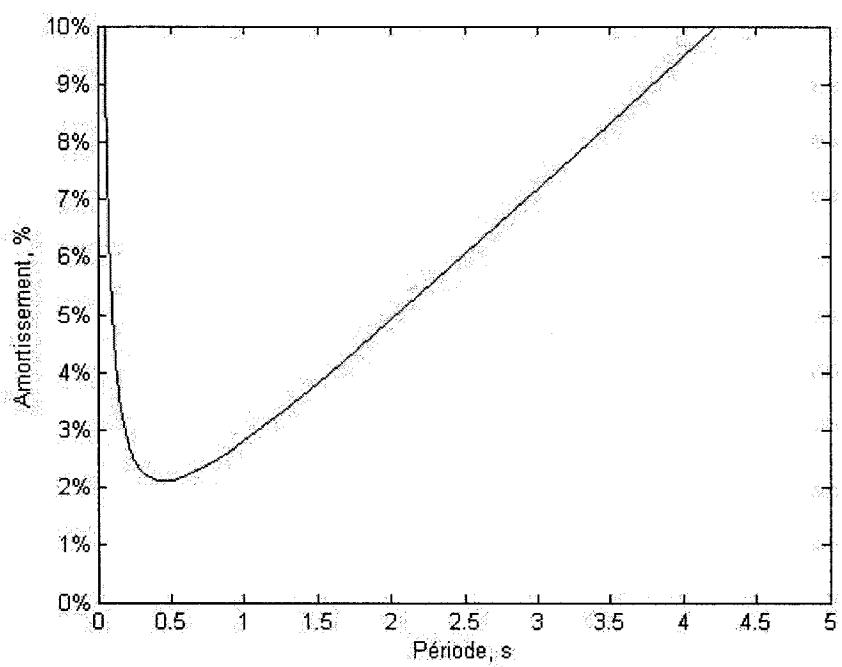


FIG. 4.12 Amortissement pour les modèles 17@7m.

4.2.4 Modèle 20@10m

TAB. 4.15 Périodes des principaux modes propres du modèle 20@10m.

Avec Modes	Modèle 2D		Modèle 3D
	Sans Mode		
5,04 (n° 1)	5,03 (n° 1)	4,38 (n° 1)	
-	-	3,77 (n° 2)	
-	-	2,21 (n° 5)	
1,84 (n° 3)	1,85 (n° 3)	1,87 (n° 6)	
1,52 (n° 15)	1,52 (n° 5)	1,55 (n° 44)	
-	-	1,54 (n° 48)	
1,15 (n° 42)	1,15 (n° 10)	0,96 (n° 203)	
1,01 (n° 53)	1,01 (n° 13)	-	
0,380 (n° 215)	0,38 (n° 33)	n.c	
0,379 (n° 219)	-	-	
0,152 (n° 557)	0,153 (n° 55)	n.c	
0,150 (n° 569)	0,151 (n° 57)	n.c	

Le mode principal de vibration latérale se situe là encore avant le premier mode significatif vertical. C'est donc ce mode là qui sera retenu, mais pour l'autre borne il a été décidé de ne pas remonter au-dessus d'une période de 0,10 s :

- $T=3,77\text{ s}$ (2^e mode du modèle 3D), avec $\xi = 5\%$.
- $T=0,10\text{ s}$ pour $\xi = 5\%$.

On trouve les coefficients de Rayleigh suivants $a_0 = 0,1624$ et $a_1 = 0,0016$, ce qui permet de tracer l'amortissement pour l'ensemble des modes de la structure (figure 4.13).

TAB. 4.16 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 20@10m (Direction X).

	Modèle 2D Avec Modes	Modèle 3D Sans Mode
-	-	0,00%
		31,53%
		40,30%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
-	-	-
-	-	n.c
		-
-	-	n.c
-	-	n.c

TAB. 4.17 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 20@10m (Direction Y).

	Modèle 2D Avec Modes	Modèle 3D Sans Mode
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
-	-	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
0,00%	0,00%	0,00%
-	-	0,00%
17,36%	20,41%	30,58%
9,45%	9,71%	-
7,94%	27,92%	n.c
16,02%	-	-
0,00%	0,00%	n.c
0,00%	0,00%	n.c

TAB. 4.18 Masses modales pour les principaux modes propres du modèle 20@10m (Direction Z).

	Modèle 2D Avec Modes	Modèle 3D Sans Mode
	0,41%	0,44%
	-	0,00%
	-	0,00%
	10,71%	11,05%
	8,62%	9,38%
	-	3,23%
	0,00%	0,00%
	0,00%	0,00%
	0,00%	0,00%
	0,00%	n.c
	9,64%	20,99%
	17,33%	20,06%

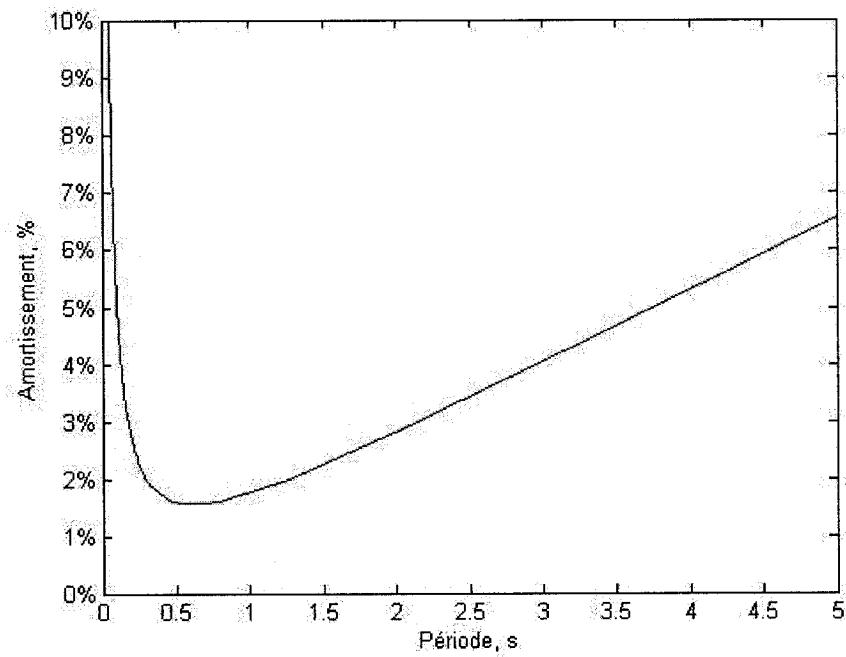


FIG. 4.13 Amortissement pour les modèles 20@10m.

4.3 Analyses

4.3.1 Analyse 2D

Différents enregistrements des événements sismiques de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni ont été soumis aux différents modèles de ponts. Suite à l'observation des spectres de réponse, un premier tri a pu être effectué conservant pour l'analyse dynamique le site 4 de Miramichi, les sites 1, 7, 8, 16, 17 et 20 du Saguenay et le site 1 de Nahanni. Dans le cas d'analyses 2D, pour chaque site trois analyses dynamiques ont été effectuées, différent entre elles par la composante longitudinale de leur sollicitation. La composante verticale (Z) reste la même pour les trois analyses et correspond à celle enregistrée par le sismographe. Les trois alternatives sont :

1. La sollicitation longitudinale correspond à celle enregistrée par le sismographe dans la première direction (X).
2. La sollicitation longitudinale correspond à celle enregistrée par le sismographe dans la deuxième direction (Y).
3. La sollicitation longitudinale correspond à la direction principale majeure horizontale du séisme, ramenée dans le plan horizontal (cas du repère R_{princ_V}). En pratique, les directions principales du séisme sont évaluées puis sont ramenées dans une configuration classique (un axe vertical et deux axes horizontaux) par un autre changement de repère (correspondant simplement à une rotation du repère autour de l'axe créé par l'intersection du plan horizontal et du plan des deux directions principales non-verticales). La combinaison de ces deux changements de repère, changement dans le repère principal puis rotation pour revenir à un axe vertical, revient à un changement de repère par une rotation autour de l'axe vertical (Z). L'avantage de procéder de la sorte est que la transformation initiale des axes principaux tient compte des trois directions du séisme.

Notons que, n'ayant pu identifier une composante principale verticale pour le site 1 de Nahanni, il n'a pas été possible de lui appliquer la troisième sollicitation séismique. Les calculs 2D n'ont été effectués qu'avec les axes X et Y .

Afin d'observer les effets des modes de câbles dans l'analyse sismique de ces structures, les analyses 2D précédemment exposées sont également appliquées aux modèles de ponts sans mode de câbles. Chaque analyse est effectuée sur la durée Trifunac-Brady Δt_{TB} du séisme.

4.3.2 Analyse 3D

Chaque modèle de pont est soumis aux enregistrements des sites de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni retenus pour l'analyse 2D. Dans chaque cas l'enregistrement est appliqué à la structure selon quatre angles d'incidence : 0° , 30° , 60° et 90° . On se ramène à une plage de valeurs allant de 0° à 90° en raison de la double symétrie des modèles. L'axe vertical (Z) reste inchangé pour toutes les sollicitations. Les durées des séismes sont ramenées à la durée Trifunac-Brady Δt_{TB} .

Afin d'évaluer une singularité de comportement pour les ponts haubanés soumis aux séismes de l'Est Canadien, les sollicitations d'El Centro et Northridge (site 2) sont également utilisées dans les mêmes conditions d'orientation. On utilise là encore la durée Δt_{TB} , sauf pour le cas de Miramichi où l'accélérogramme fourni par Séismes Canada est initialement de courte durée (CGC, 2006).

4.4 Résultats

4.4.1 Réponse sismique détaillée d'un modèle 2D

Dans cette partie, nous nous intéressons à la réponse plus détaillée du modèle 9@5.5m afin de cerner plus concrètement la complexité de la réponse dynamique d'une telle structure.

La figure 4.14 présente l'historique du déplacement longitudinal au sommet du pylône ainsi que l'historique du déplacement vertical au milieu du tablier lors du séisme du

TAB. 4.19 Enregistrements de El Centro et du Northridge retenus pour l'analyse 3D.

	Site	Direction	Latitude/Longitude	$D_{\text{epic.}}$ (km)	a_{\max} (g)	Ratio a/v
El Centro						
1	270°	32,795 N/115,549 W		11,5	0,214	0,6
	180°				0,348	1,0
	Vert.				0,210	1,9
Northridge						
1	90°	34,160 N/118,534 W		16,7	1,778	1,6
	360°				0,989	1,2
	Vert.				1,047	1,4
2	319°	34,281 N/118,478 W		8,6	0,480	0,6
	229°				0,841	0,5
	Vert.				0,846	1,7
3	360°	34,249 N/118,479 W		9,5	0,935	1,2
	270°				0,750	1,0
	Vert.				0,461	1,9

Saguenay enregistré au site 7 et donc la composante longitudinale a été évaluée selon la direction principale horizontale.

On observe que ces déplacement sont limités à des valeurs faibles. Ils présentent une grande intensité fréquentielle dans le cas du déplacement longitudinal de la tête de pylône, alors qu'ils sont plus lents dans le cas du tablier. Il est à noter que les déplacements du pylône ne sont pas enregistrés en tête mais au deux-tiers de la hauteur, nous indiquant des déplacements selon des modes propres supérieurs et non selon un simple mouvement de balancier.

4.4.2 Résultats des modèles 2D

Les augmentations maximales des tensions dans les câbles par rapport au cas statique ainsi que les variations relatives des réactions sont montrées sur les figures 4.15 à 4.36. Pour des raisons de symétries, le nombre de haubans dans les ponts sont ramenés à la moitié du pont. Leur numérotation est présentée sur la figure 4.2. La tension maximale obtenue pour chaque sollicitation horizontale (direction principale, X ou Y) est tracée

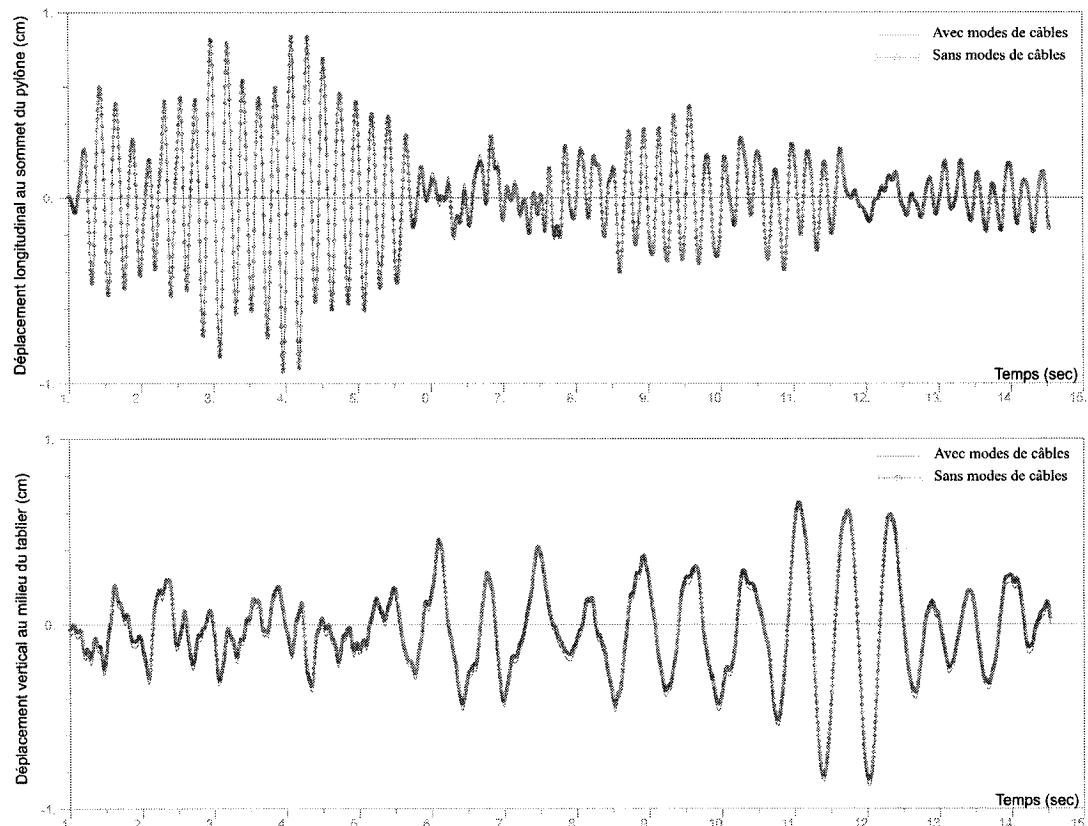


FIG. 4.14 Déplacements calculés sur le modèle 9@5.5m avec le site 7 du Saguenay et sa composante horizontale principale.

pour chaque hauban. La même opération est effectuée pour les modèles sans mode de câbles.

Les réactions sont traitées en relatif afin d'améliorer la lisibilité des résultats. Dans le cas où les modes de câbles sont présents, les réactions pour les sollicitations X et Y sont exprimées en terme de pourcentage de variation par rapport au cas de la direction principale. Dans le cas sans mode de câbles, les trois réactions sont exprimées en terme de pourcentage relativement aux modèles avec modes de câbles. L'effet des modes de câbles peut alors être déduit directement.

4.4.2.1 Effet de la direction principale

En ce qui concerne la tension dans les câbles, les résultats issus de la direction principale s'approchent toujours de la réponse maximale des trois sollicitations. Quelque soient les dimensions du modèle ou le séisme considéré, la sollicitation principale permet d'appréhender de manière convenable la réponse maximale dans les haubans de la structure 2D. On retrouve cette propriété pour les réactions des modèles, même si on observe quelques cas (Saguenay site 1 et 20 sur le modèle 14@6m ; Miramichi site 4 sur le modèle 17@7m) pour lesquels la direction principale fournit une réponse 20% moins importante que l'une des deux composantes X ou Y .

Ces résultats sont en accord avec les attentes formulées en ce sens que la direction principale majeure devrait représenter la direction de libération d'énergie maximale du séisme. Même si l'énergie libérée par le séisme ne peut à elle seule expliquer la réponse d'une structure, elle n'en reste pas moins un indicateur et doit pouvoir se retrouver dans la lecture des résultats. On sait en effet que le contenu fréquentiel du séisme va jouer un rôle important sur la réponse de la structure. Néanmoins, les différentes sollicitations utilisées concernent toutes le même événement séismique et le contenu fréquentiel ne devrait pas

être sensiblement affecté par le changement de repère effectué (R_{princ}).

4.4.2.2 Effet des modes de câbles

Le rôle joué par la vibration des câbles dans la réponse dynamique des ponts haubanées est faible. Le tableau 4.20 résume la différence maximale de variation de tension entre les modèles avec et sans mode de câbles. Les écarts ne dépassent pas 4%. On peut remarquer toutefois que la vibration des câbles tend à diminuer la réponse maximale des haubans. L'observation des réactions amènent aux mêmes conclusions, puisque l'écart ne dépasse pas non plus 4% et que l'omission des mode de câbles tend à augmenter les réactions maximales du modèle. Ces conclusions ne dépendent pas de la taille du modèle choisi.

TAB. 4.20 Écart de tension maximal dû aux modes de câbles (Avec – Sans).

	Miramichi	Saguenay	Nahanni
9@5.5m	-0,12%	-0,49%	1,40%
14@6m	0,50%	-0,19%	-1,62%
17@7m	0,26%	-0,27%	-1,79%
20@10m	0,18%	-0,47%	-3,10%

Ces résultats ne constituent pas une innovation majeure en soi (Tuladhar, 1995) mais viennent plutôt confirmer que cette conclusion s'applique également pour des séismes de l'Est Canadien.

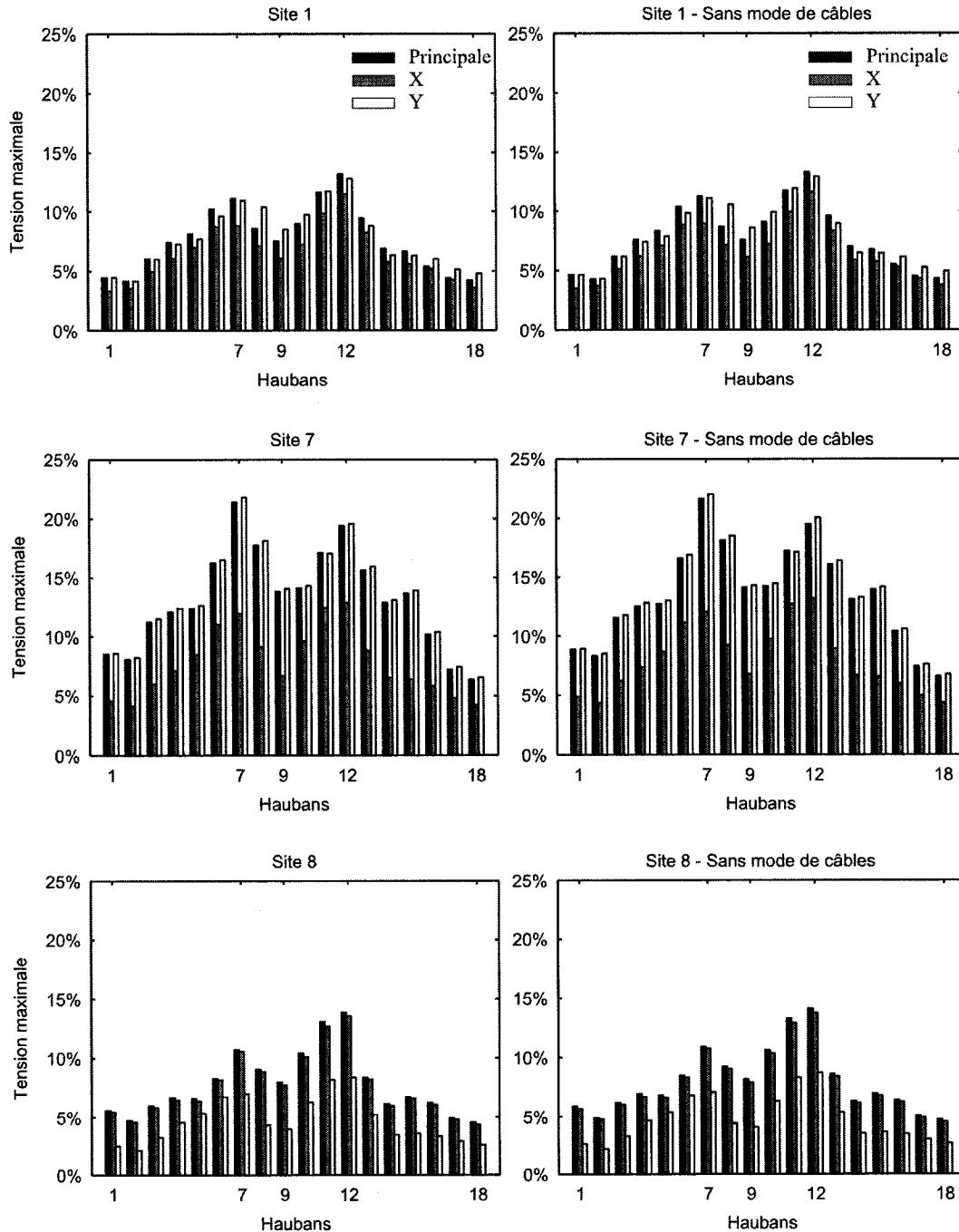


FIG. 4.15 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 9@5.5m en 2D
- Saguenay.

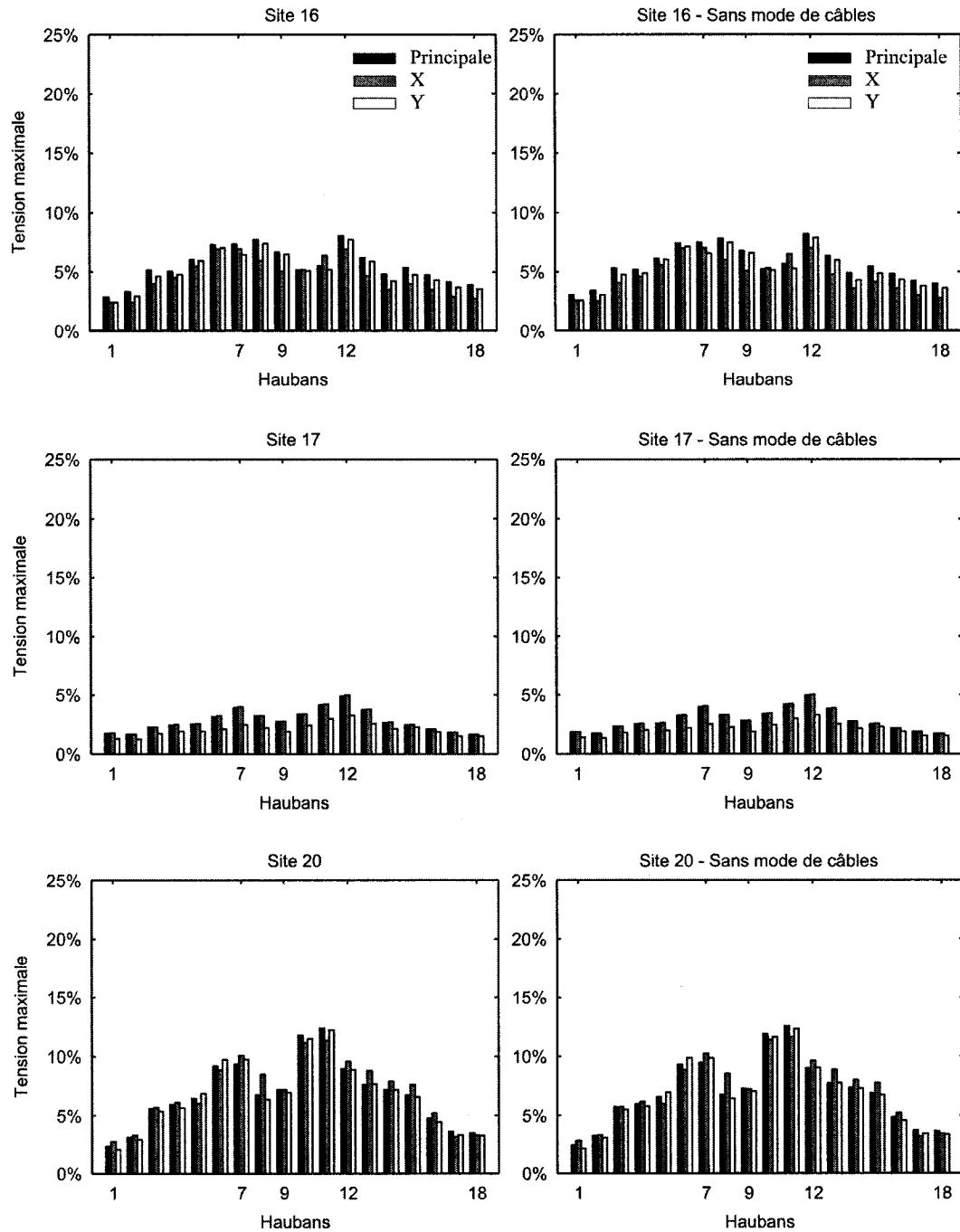


FIG. 4.16 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 9@5.5m en 2D
- Saguenay (suite).

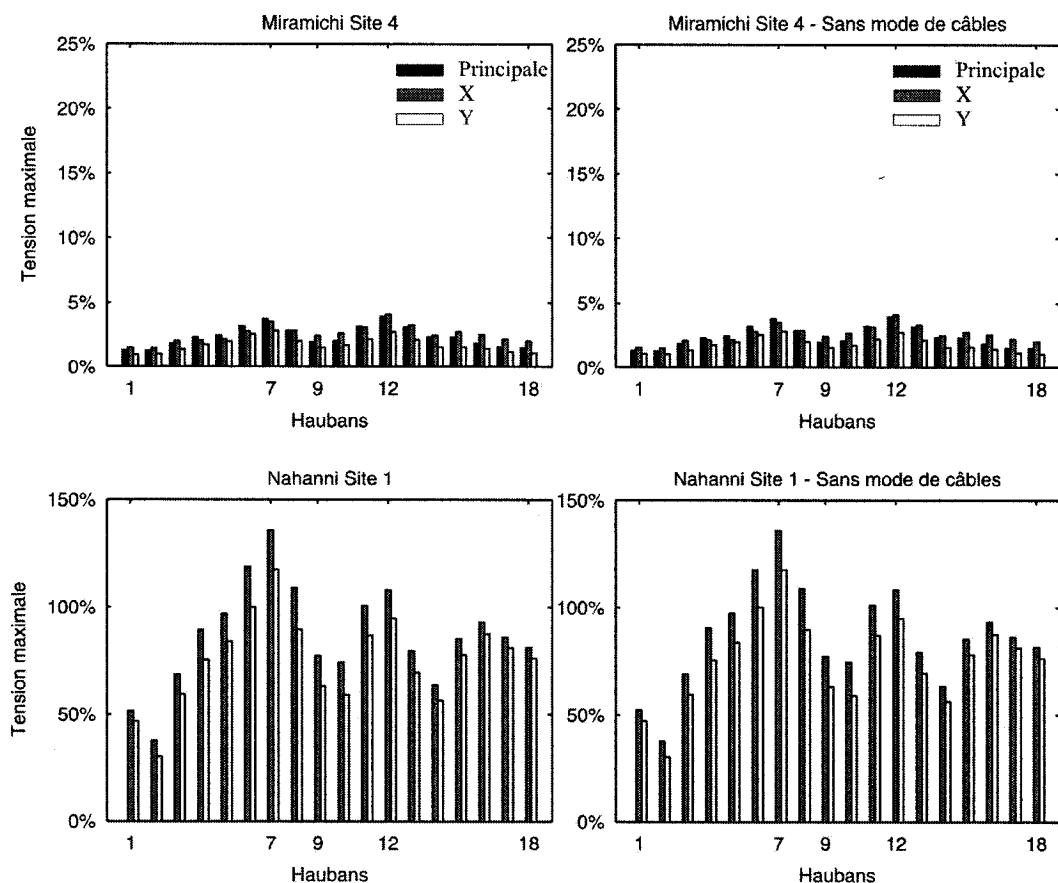


FIG. 4.17 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 9@5.5m en 2D (fin).

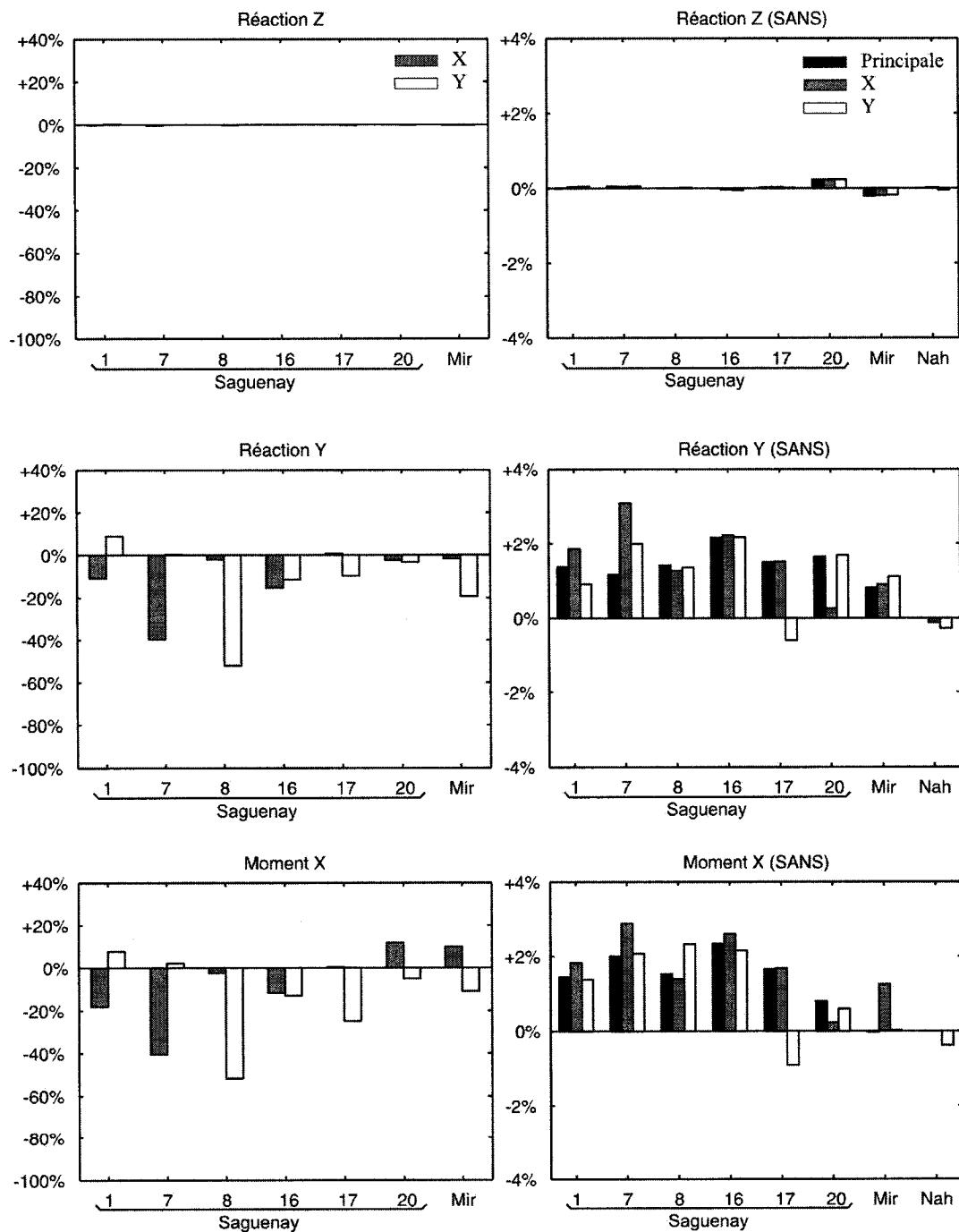


FIG. 4.18 Variations des réactions du pont 9@5.5m en 2D.

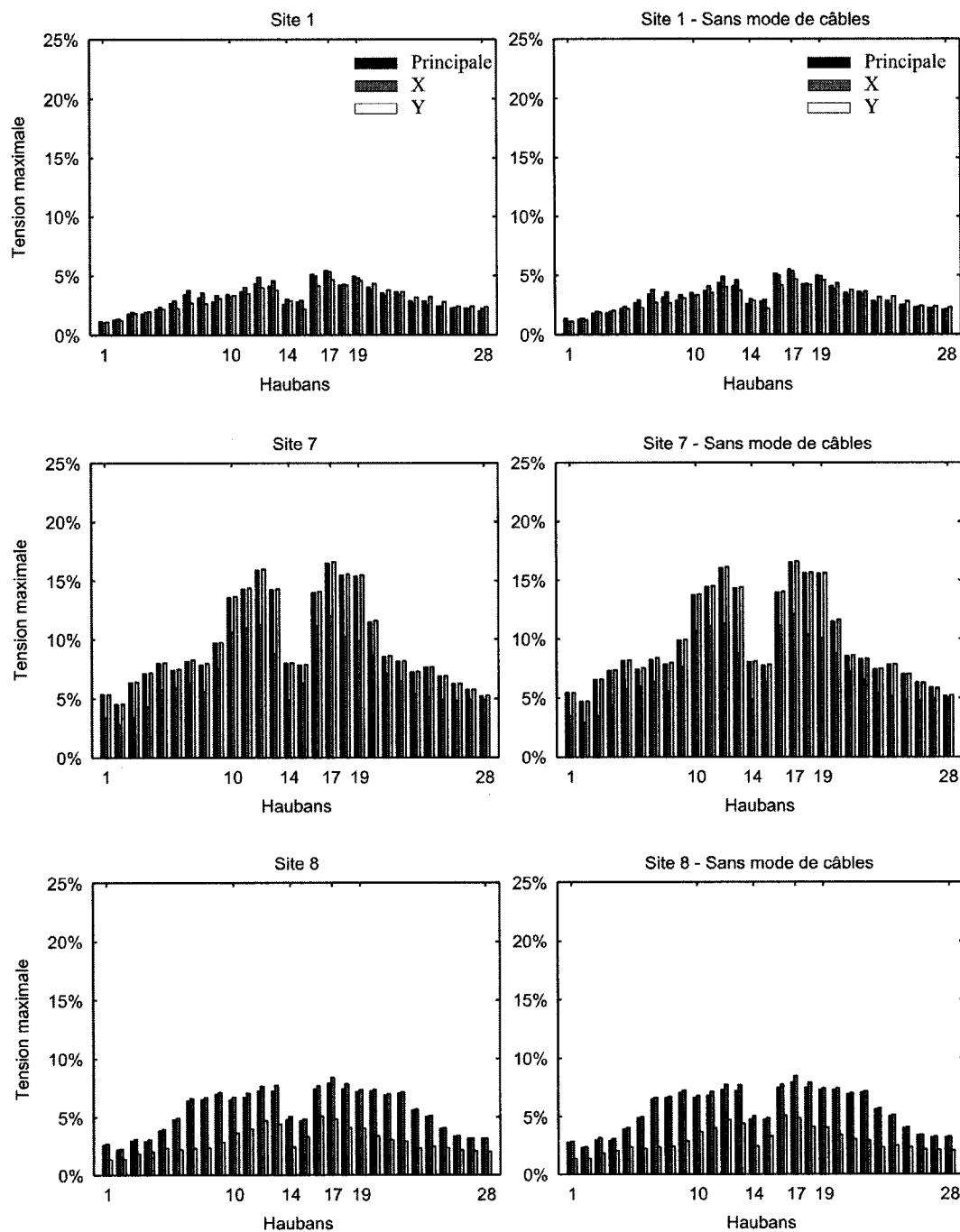


FIG. 4.19 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 14@6m en 2D
- Saguenay.

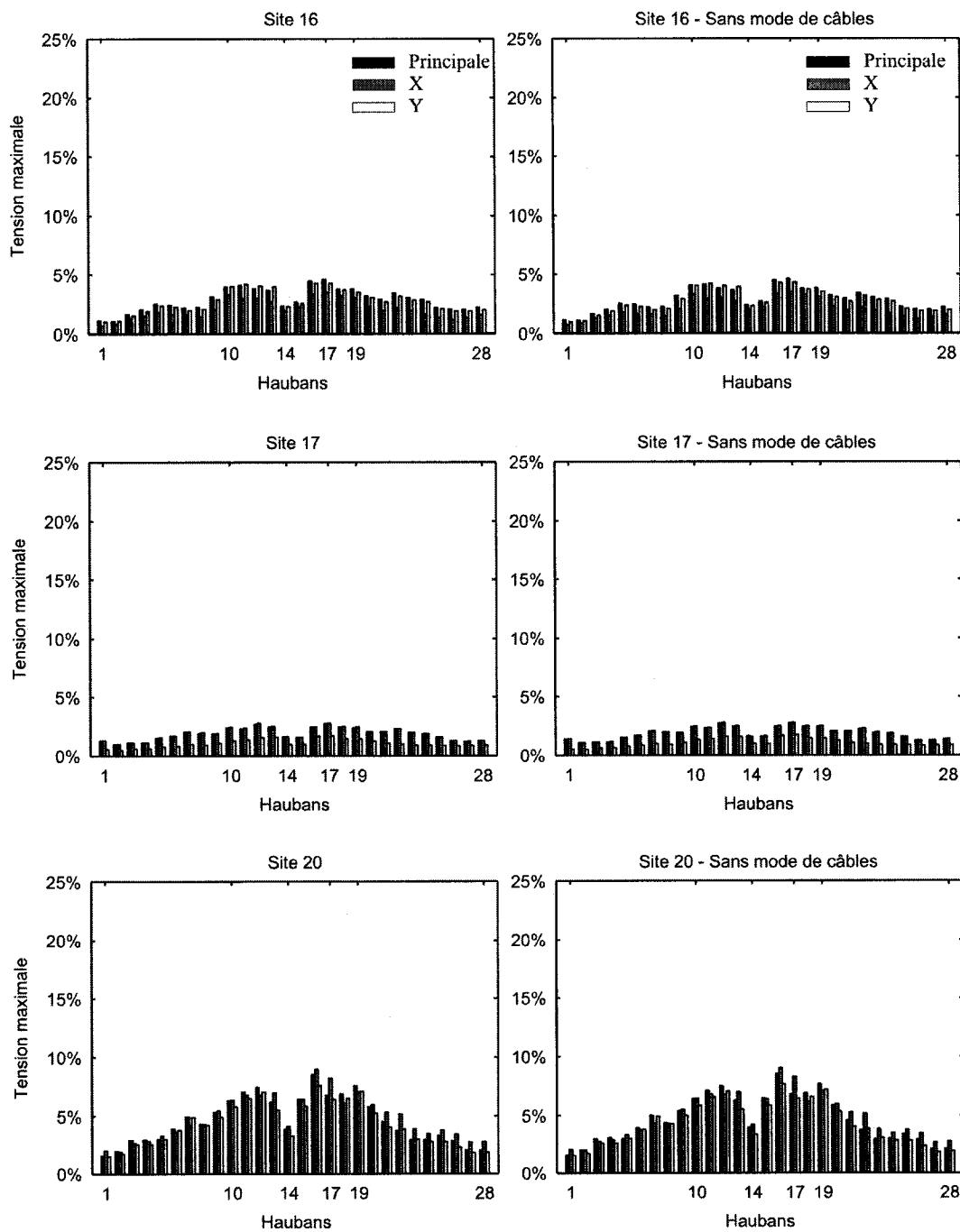


FIG. 4.20 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 14@6m en 2D
- Saguenay (suite).

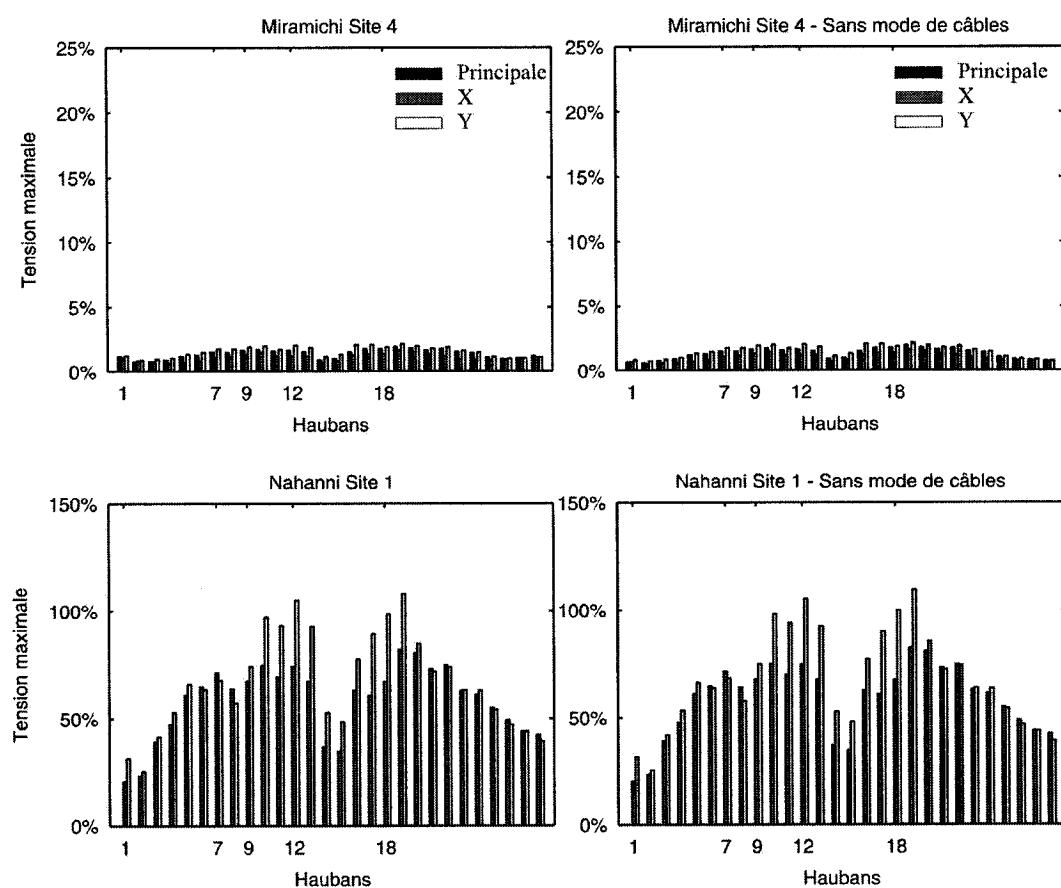


FIG. 4.21 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 14@6m en 2D (fin).

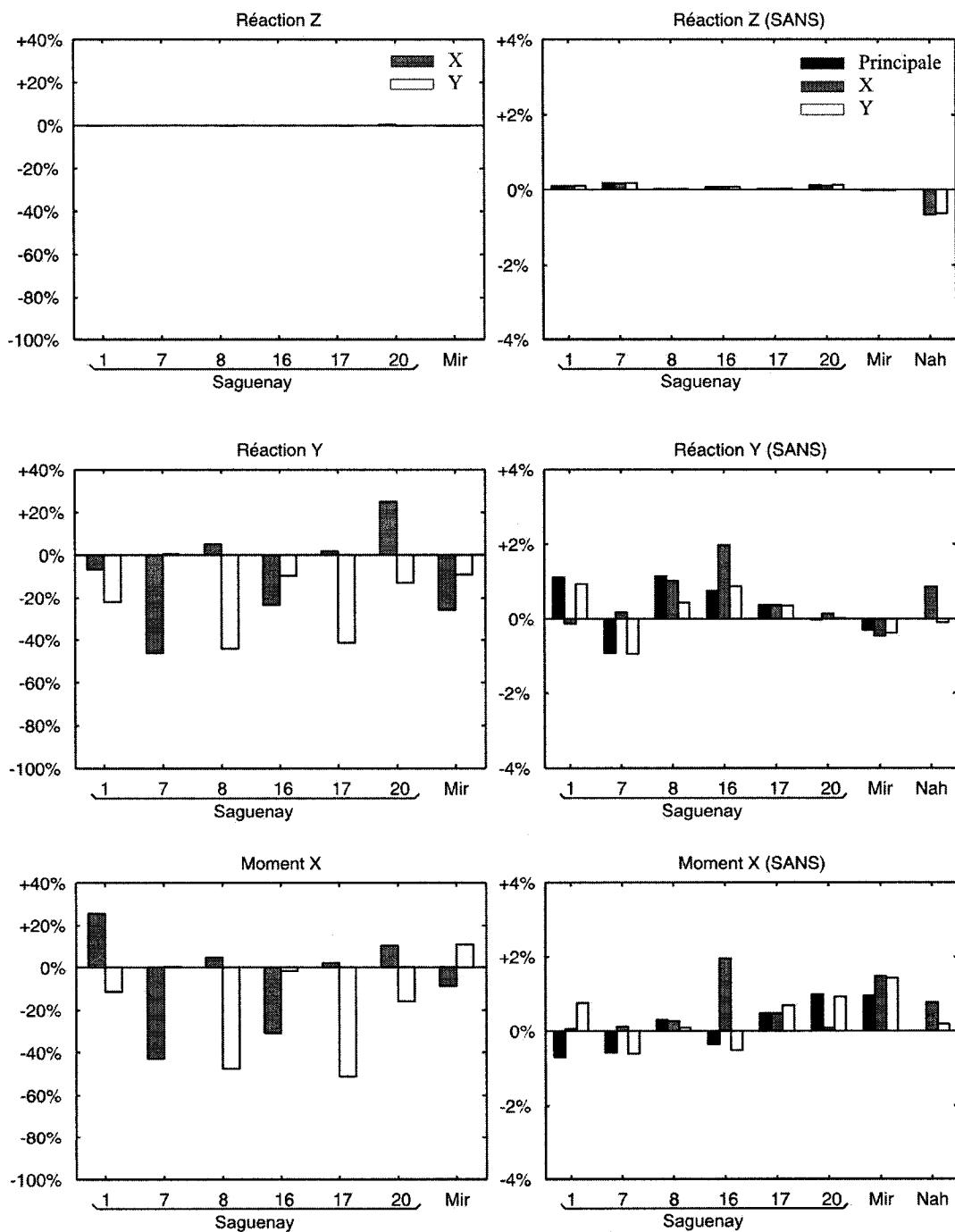


FIG. 4.22 Variations des réactions du pont 14@6m en 2D.

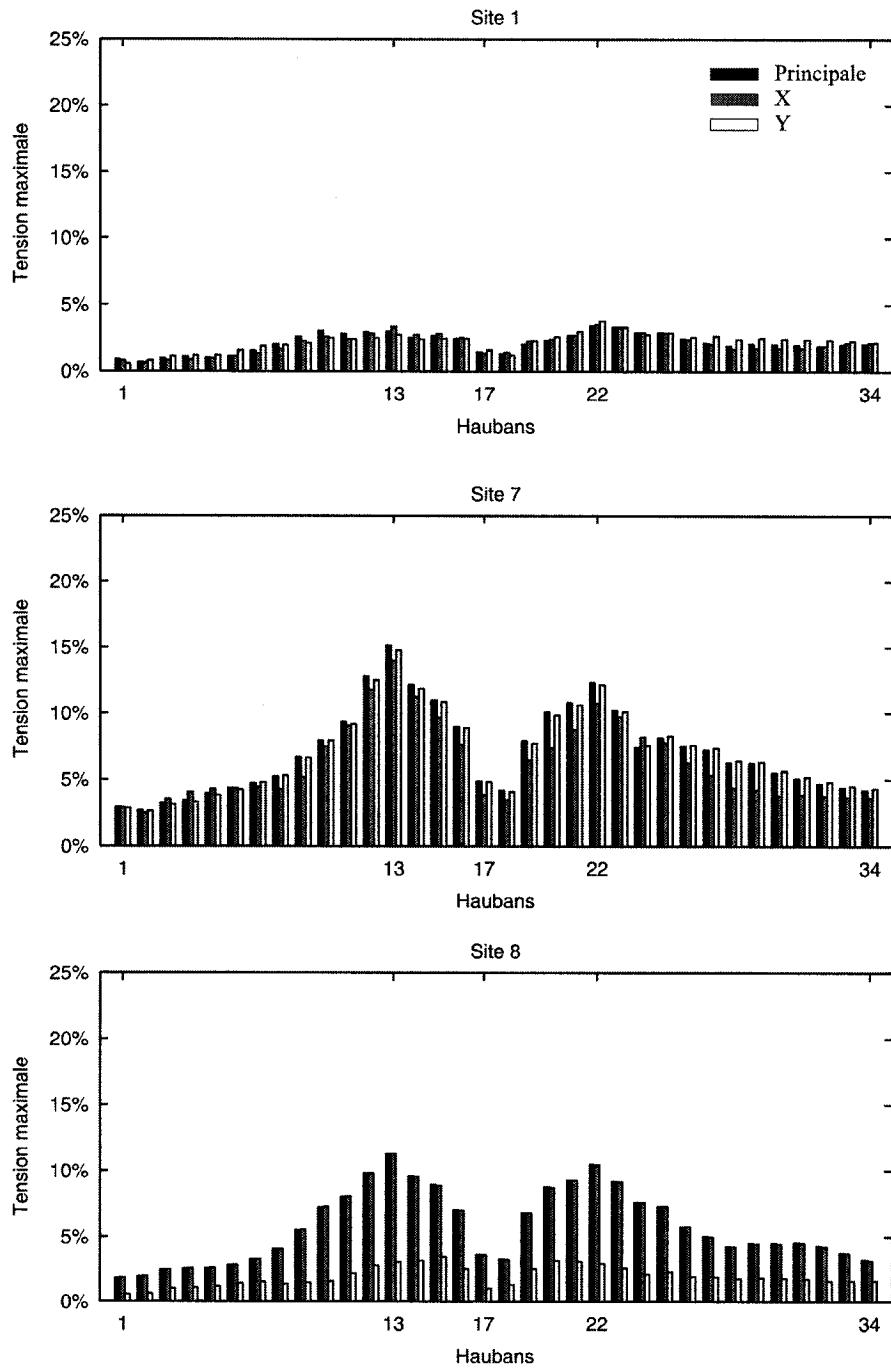


FIG. 4.23 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D
- Saguenay.

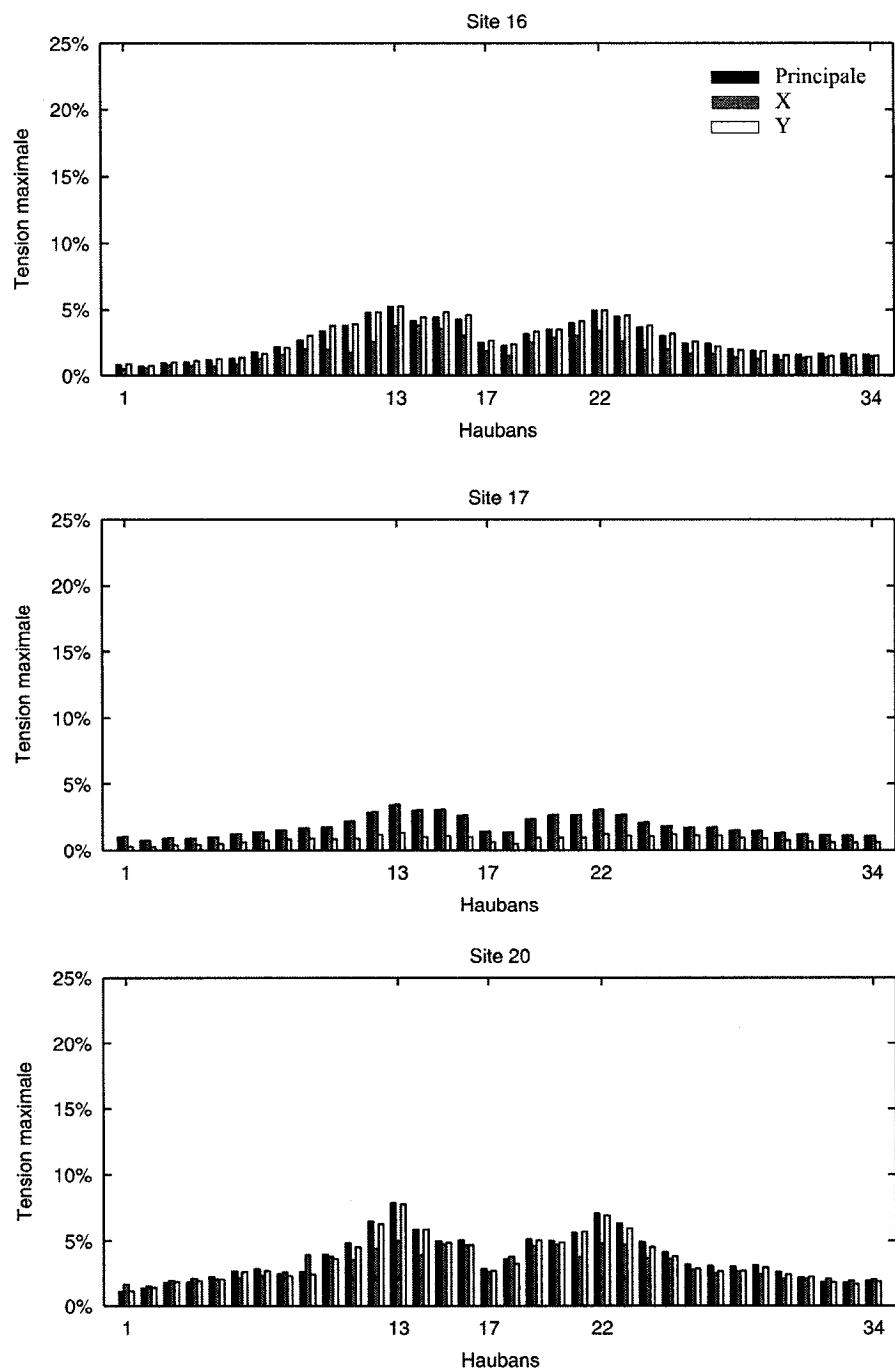


FIG. 4.24 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D - Saguenay (suite).

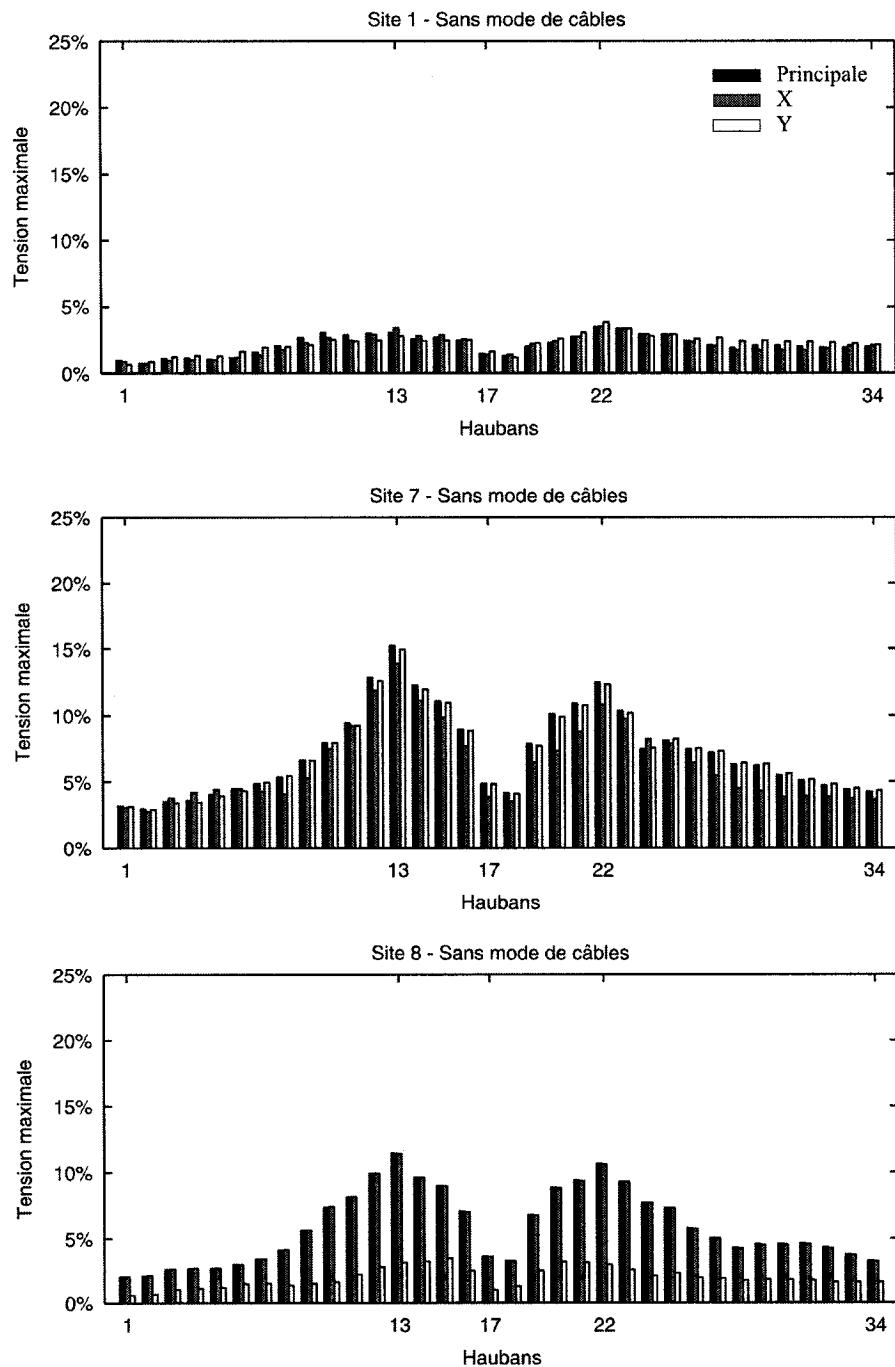


FIG. 4.25 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D
- Saguenay (suite).

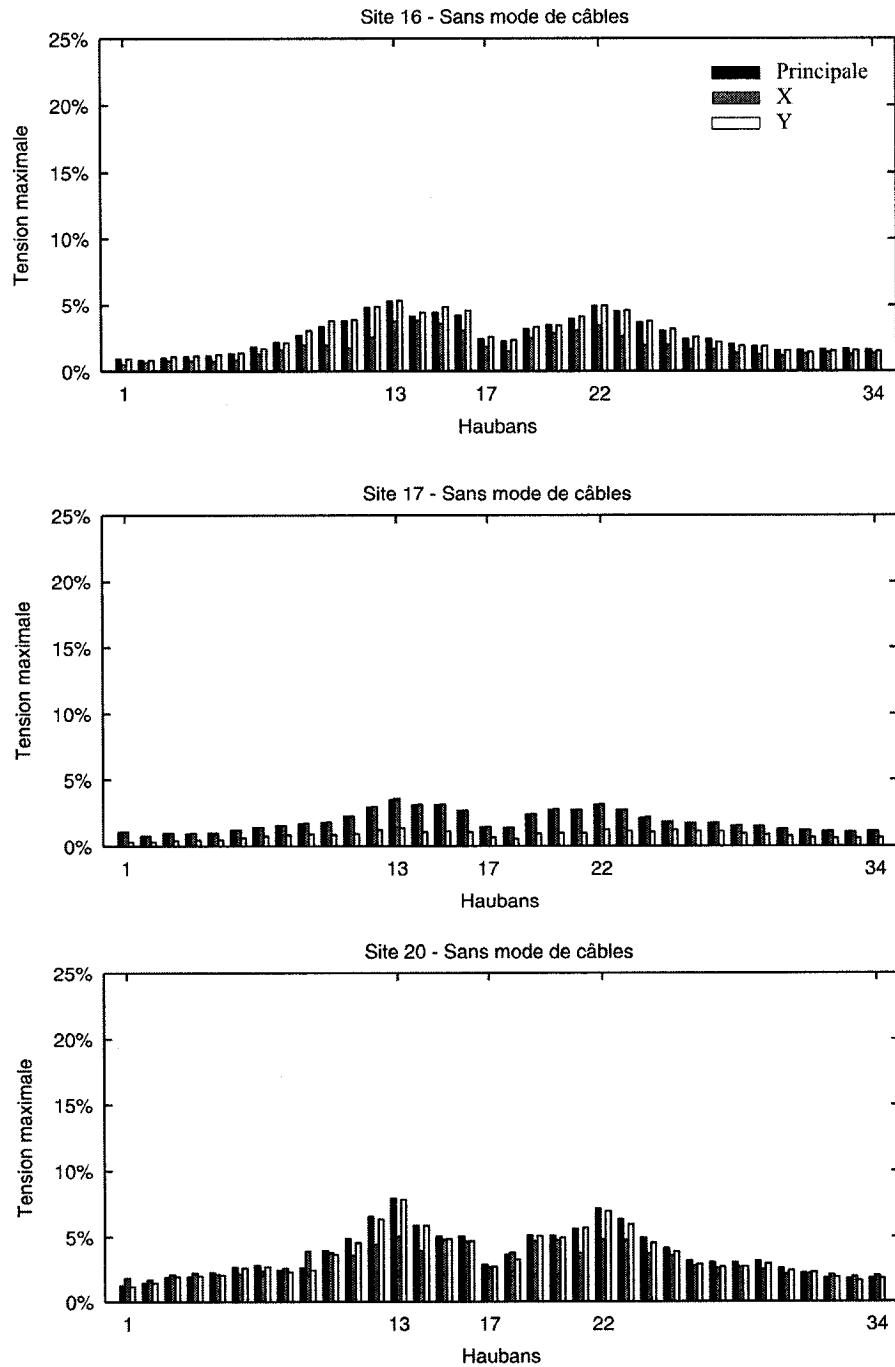


FIG. 4.26 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D
- Saguenay (suite).

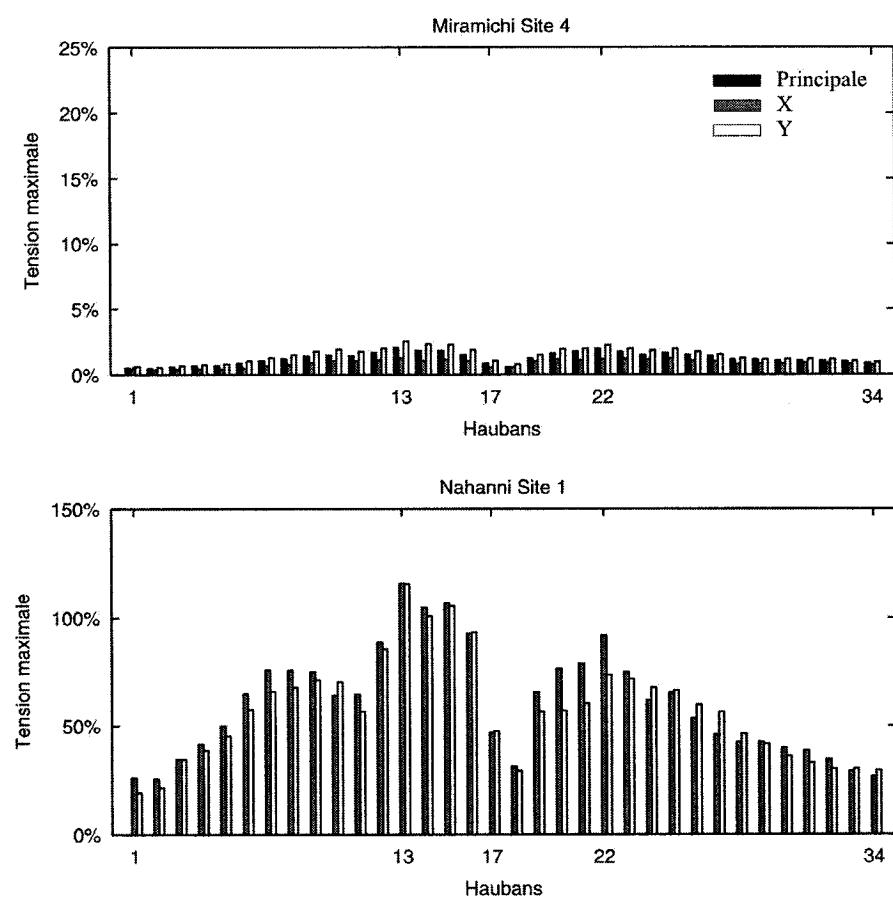


FIG. 4.27 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D (suite).

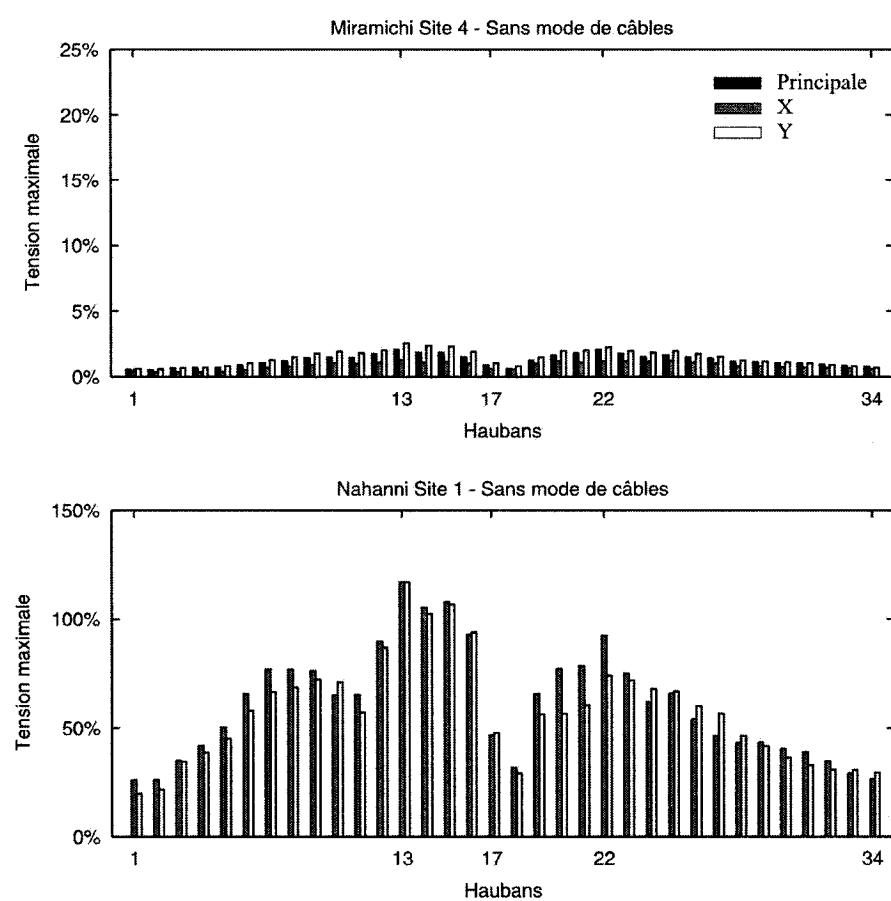


FIG. 4.28 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 17@7m en 2D (fin).

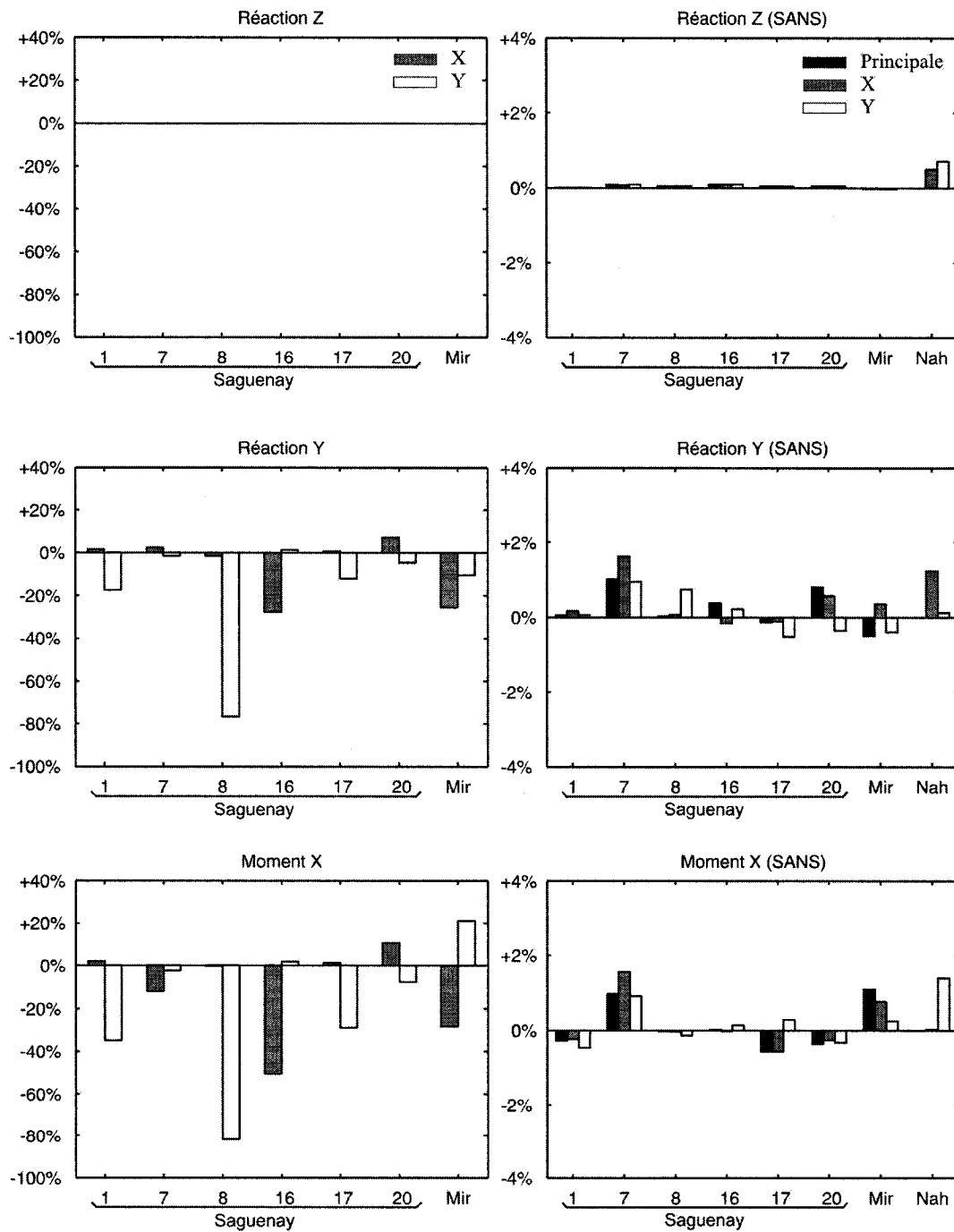


FIG. 4.29 Variations des réactions du pont 17@7m en 2D.

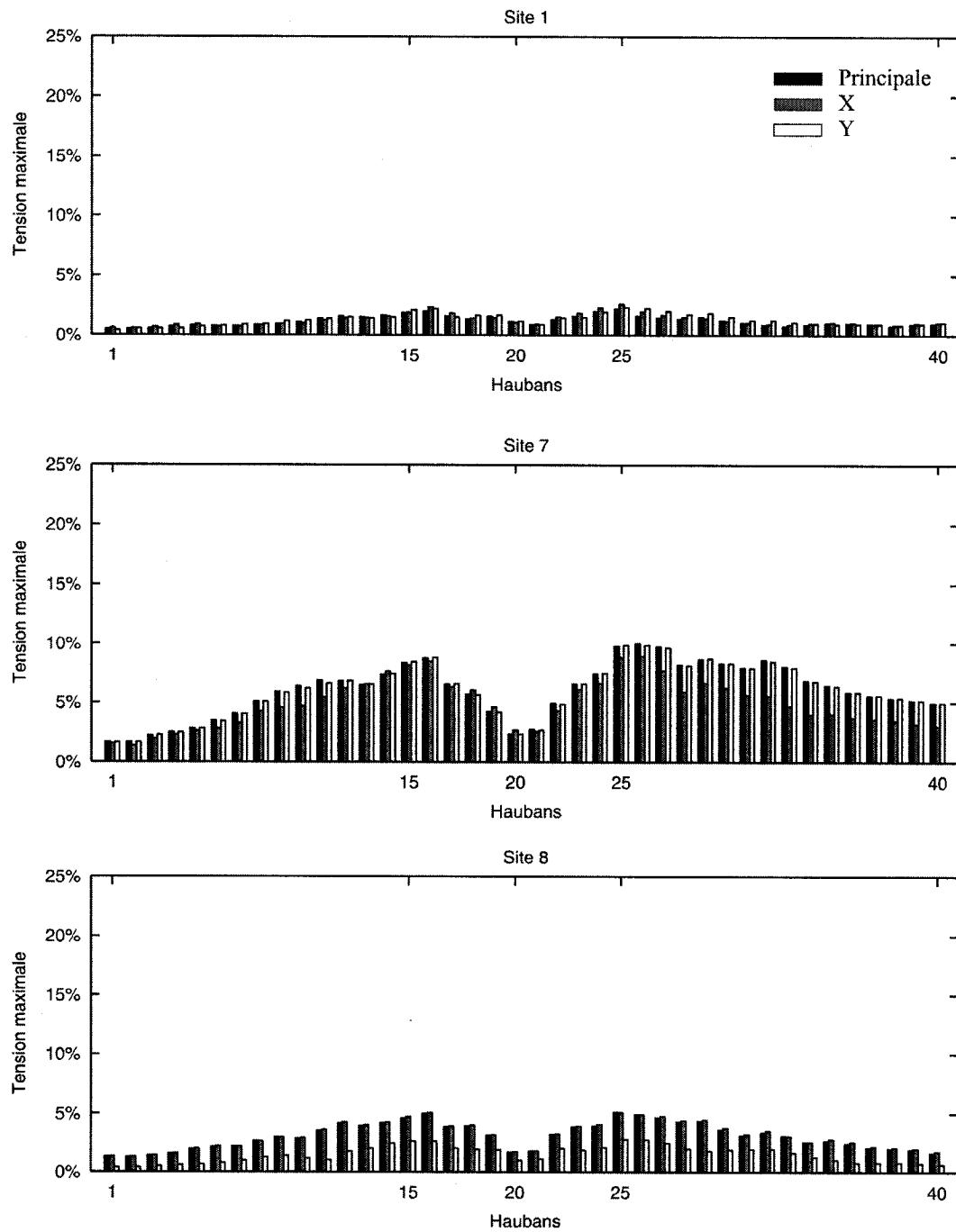


FIG. 4.30 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D
- Saguenay.

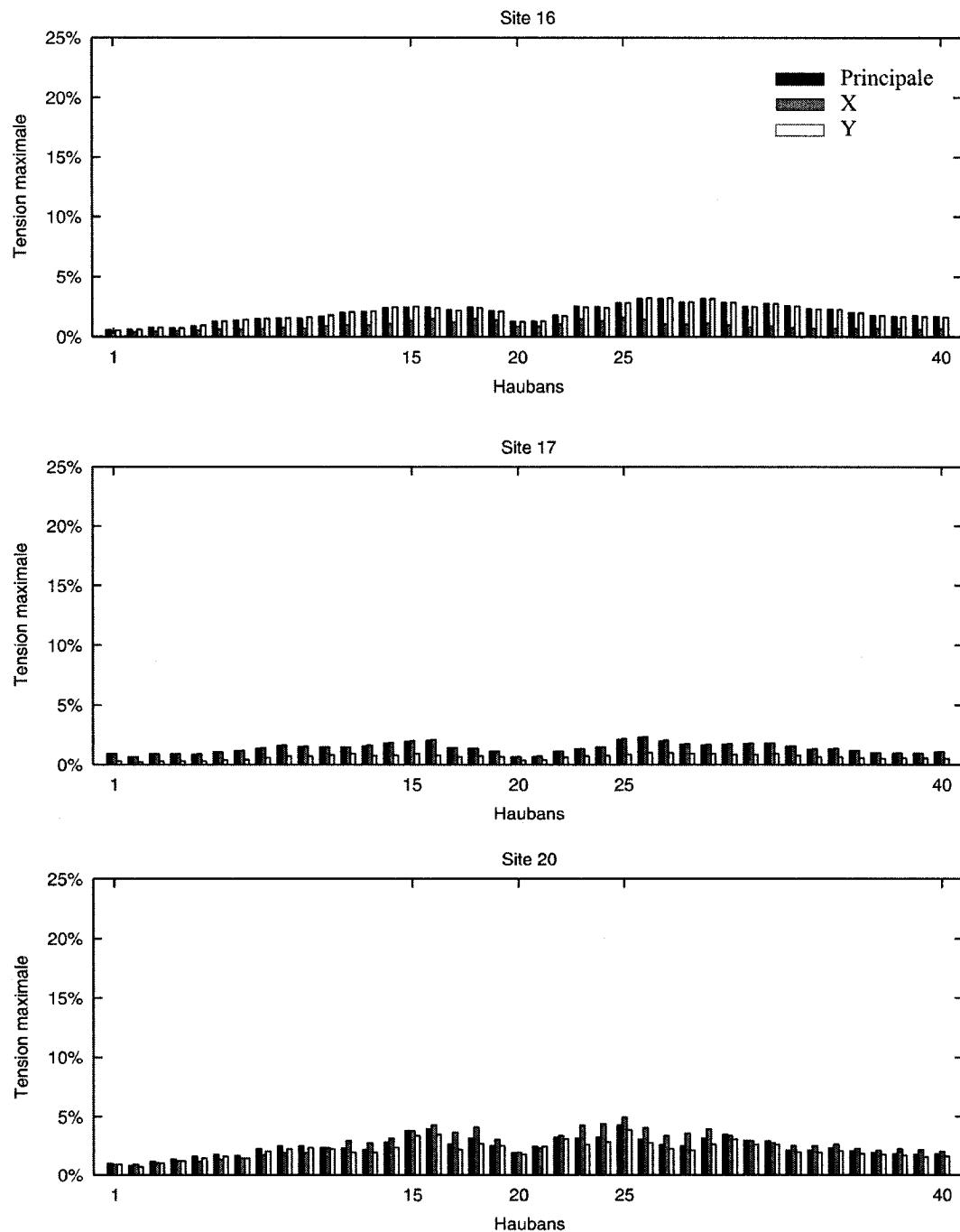


FIG. 4.31 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D - Saguenay (suite).

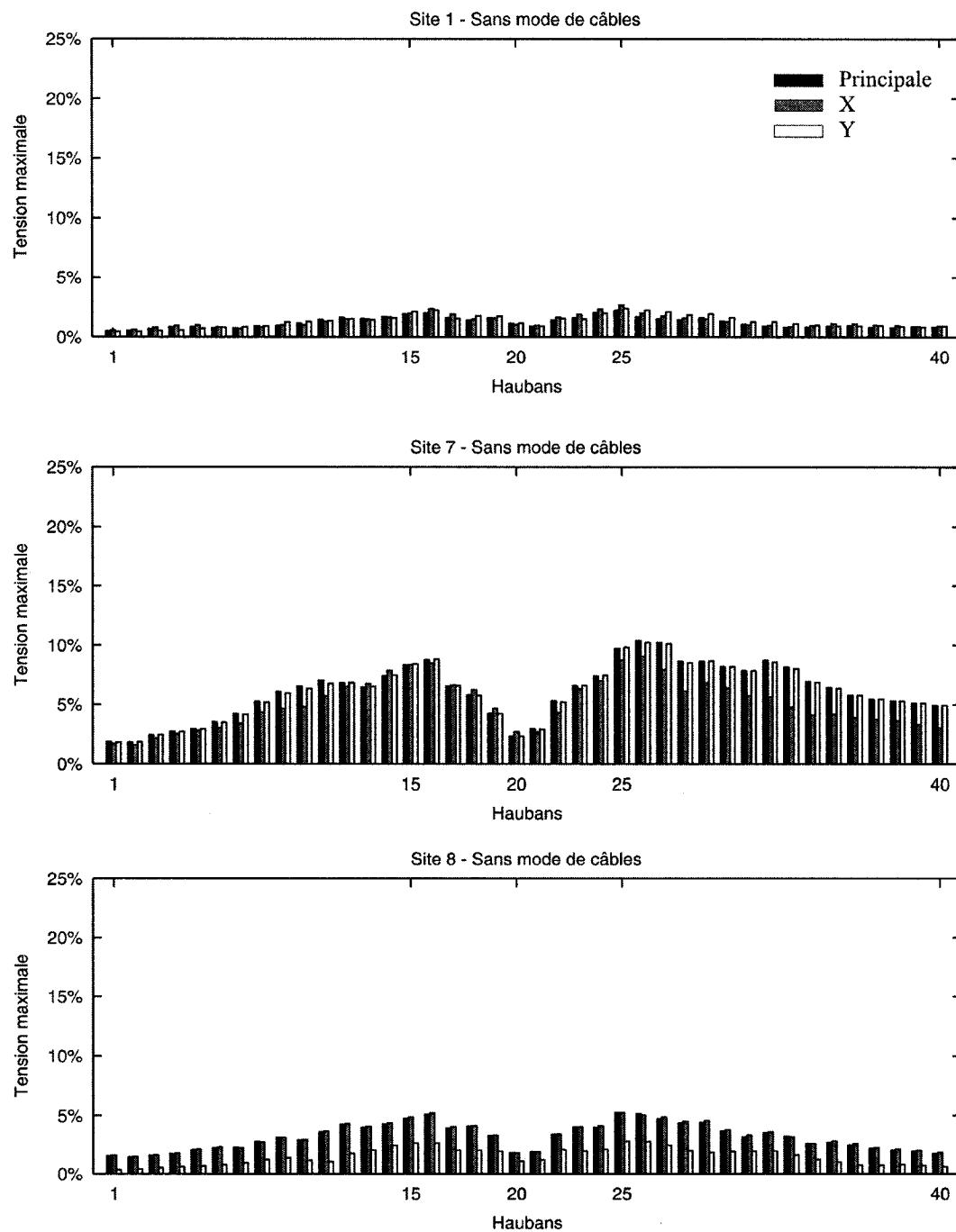


FIG. 4.32 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D
- Saguenay (suite).

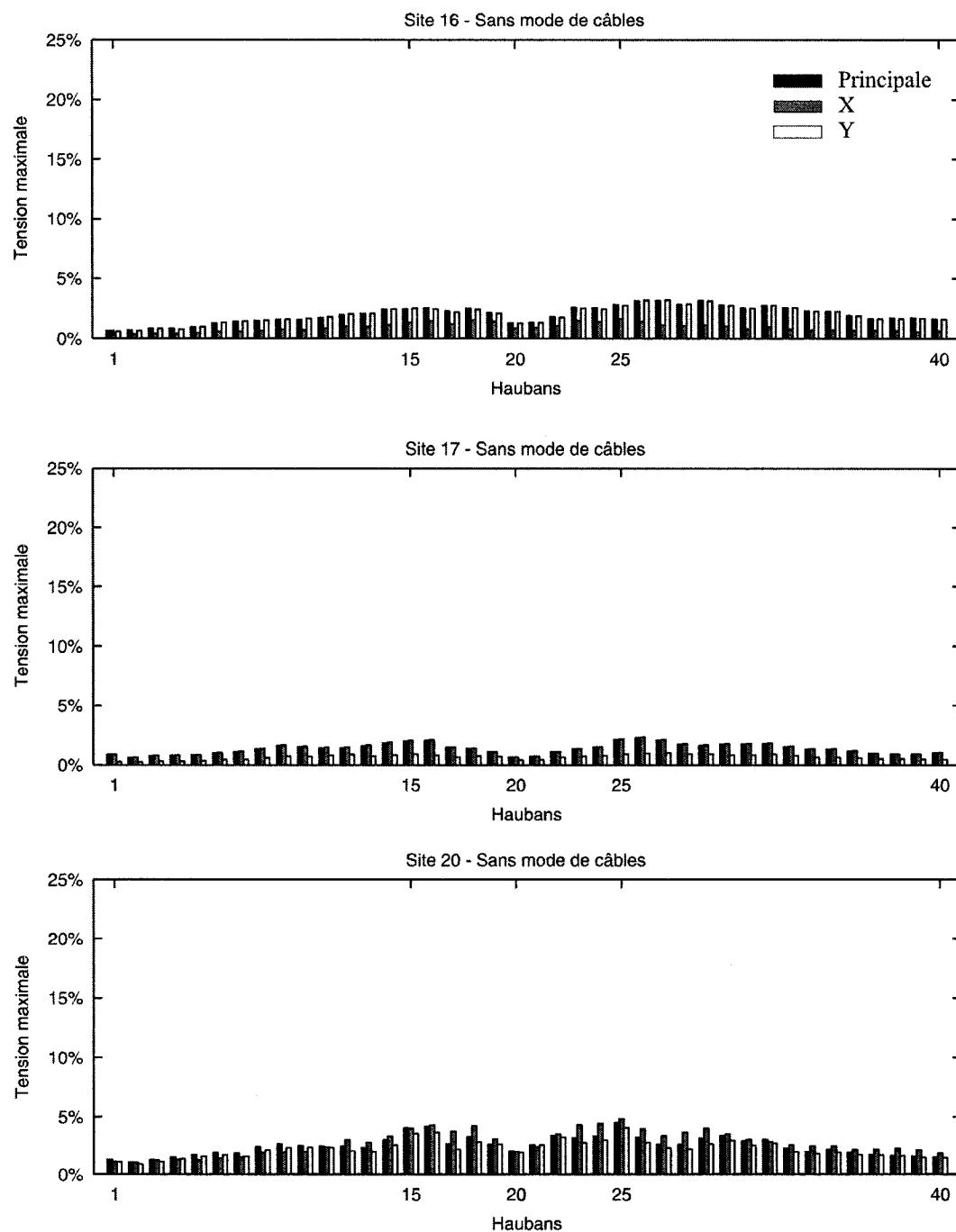


FIG. 4.33 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D
- Saguenay (suite).

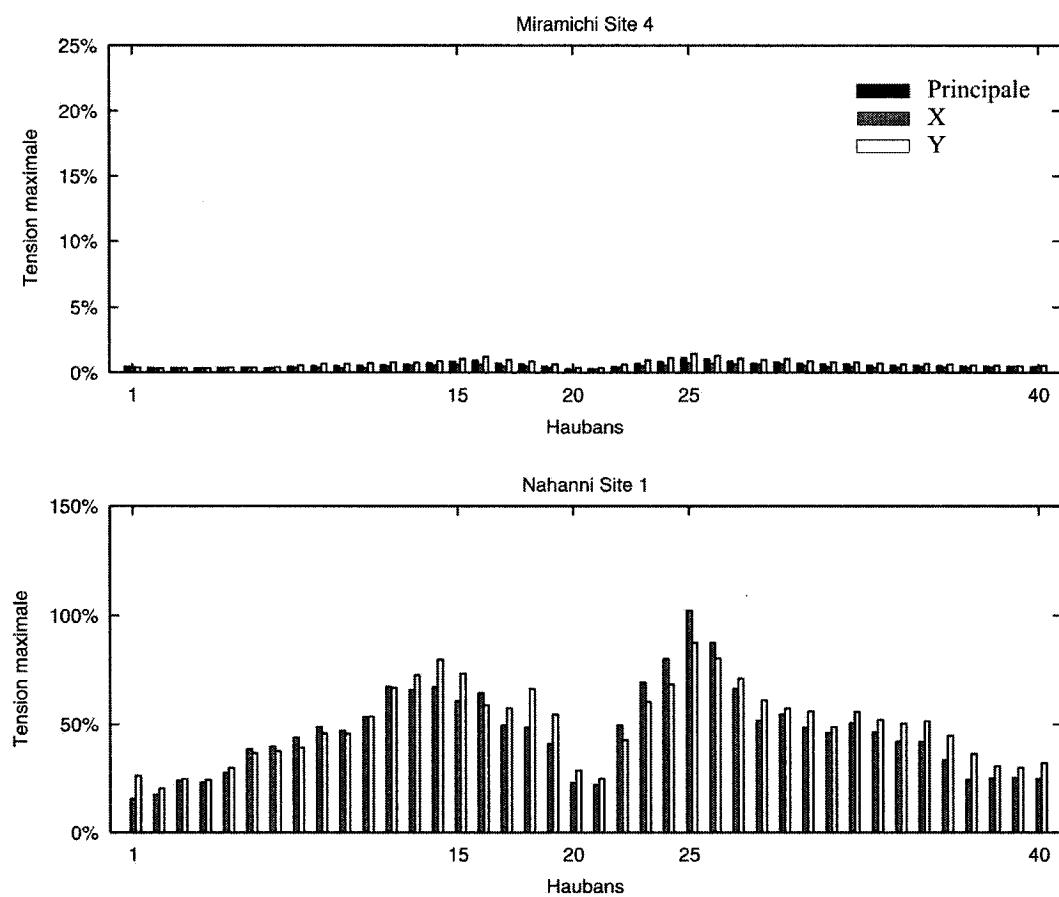


FIG. 4.34 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D (suite).

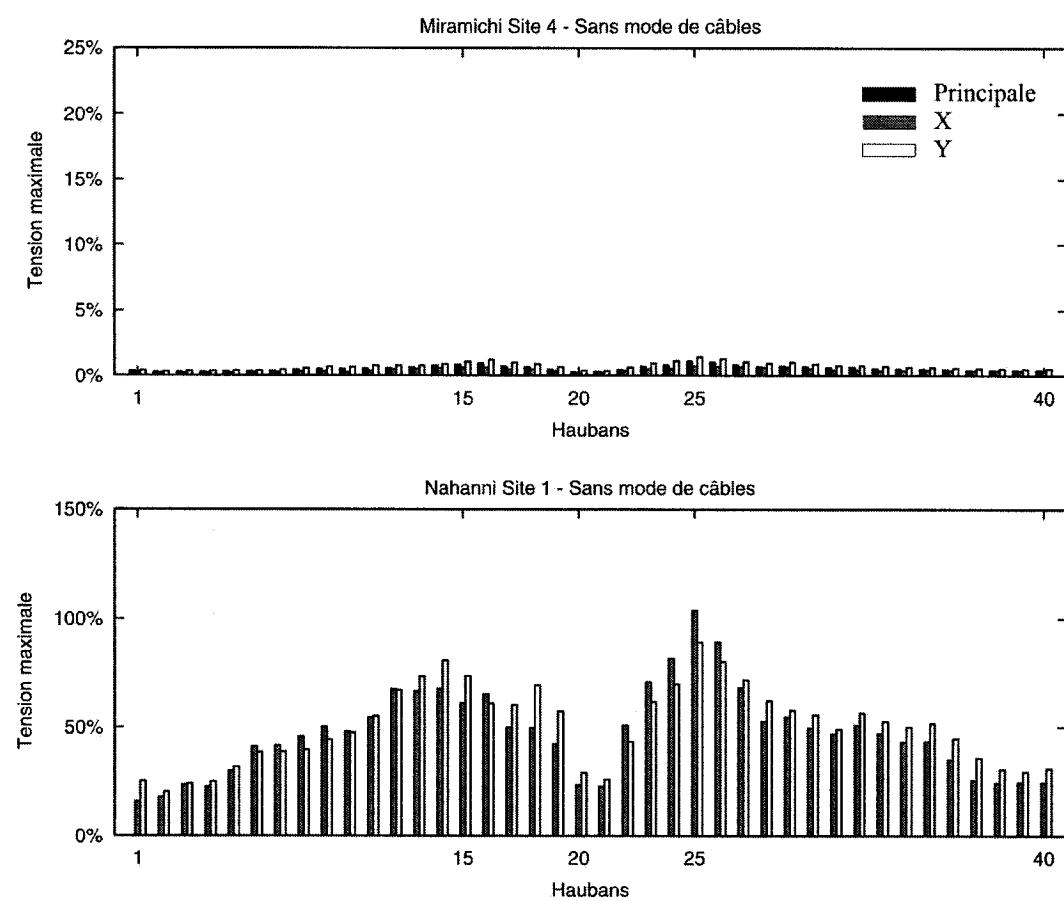


FIG. 4.35 Augmentations maximales de tension dans les haubans du pont 20@10m en 2D (fin).

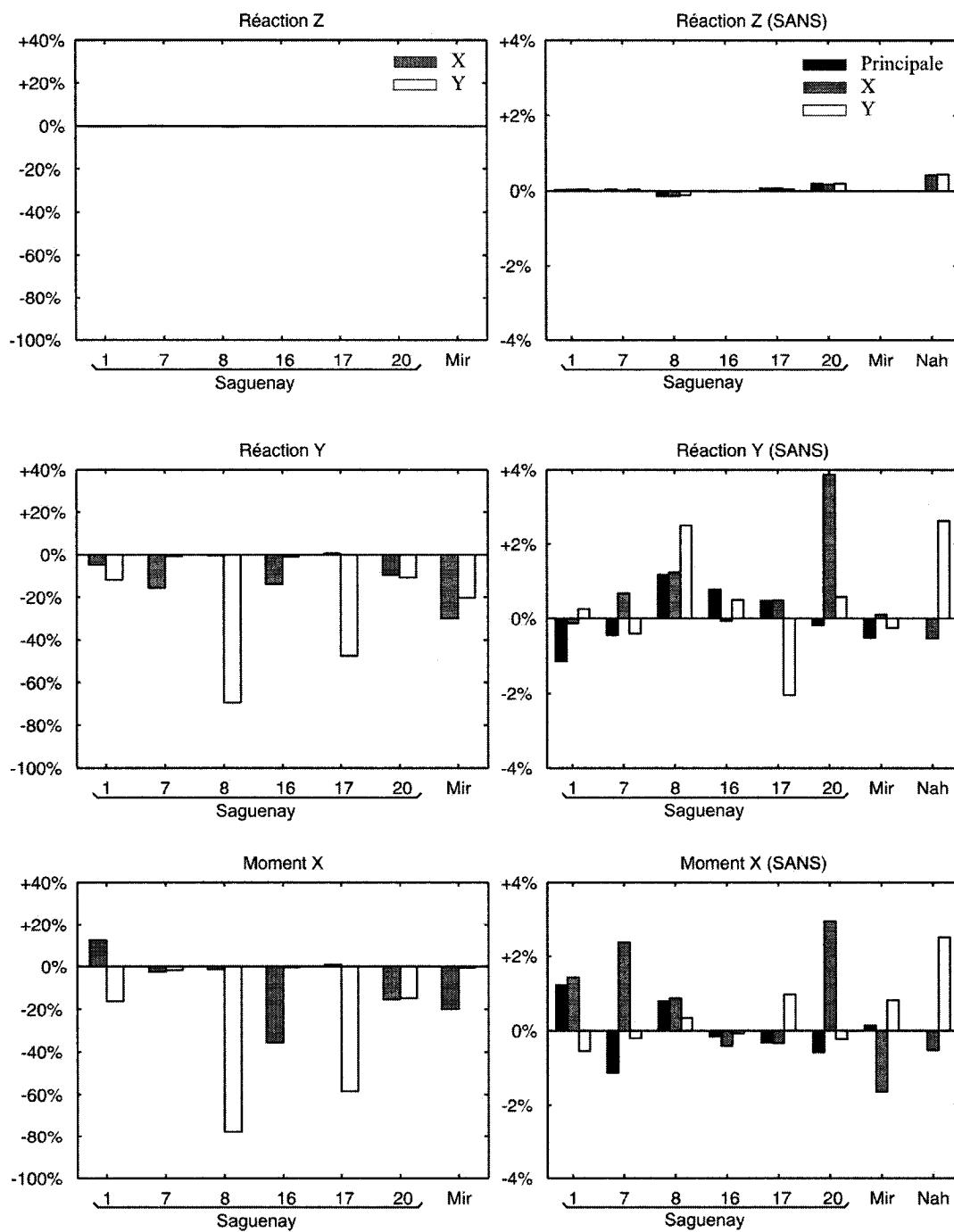


FIG. 4.36 Variations des réactions du pont 20@10m en 2D.

4.4.3 Résultats des modèles 3D

Les figures 4.37 à 4.40 présentent les résultats relatifs aux modèles 3D pour les sollicitations de Miramichi (site 4), du Saguenay (site 1 et 7), Nahanni (site 1), El Centro et Northridge (site 2). Les tensions maximales (figures 4.37 et 4.38) sont exprimées en pourcentage d'augmentation par rapport au cas statique. Les réactions (figures 4.39 et 4.40) sont données en pourcentage du poids total de la structure.

4.4.3.1 Effet d'échelle

D'après l'observation des réponses maximales des haubans, il convient de distinguer deux effets d'échelle bien distincts. Les séismes de Miramichi, du Saguenay et de Nahanni produisent leur effet maximal sur le plus petit modèle (9@5.5m), et cet effet diminue jusqu'à produire sa plus petite influence sur le modèle 20@10m. Par contre, pour les séismes de El Centro et du Northridge, on observe l'effet inverse, puisque ces séismes sollicitent plus fortement le modèle 20@10m que le modèle 9@5.5m. Ainsi, les trois séismes de l'Est Canadien ont tendance à solliciter plus sévèrement les modèles les plus petits, donc les plus rigides, alors que les séismes de l'Ouest Américain ont sollicité plus sévèrement les structures de plus grande dimension, donc plus souples. Cependant, on remarque certains cas particuliers qui se démarquent de cette conclusion générale. Le site 7 du Saguenay, bien que répondant aux observations précédentes, ne démontre qu'un faible effet d'échelle puisque si la sollicitation maximale du modèle 9@5.5m est de 17,75%, le modèle 20@10m subit tout de même une augmentation de tension maximale de 13,54%. Par ailleurs, les modèles 14@6m et 17@7m ne répondent pas systématiquement aux effets d'échelle préalablement exposés, comme c'est par exemple le cas pour le séisme de Nahanni.

On ne retrouve que partiellement ces observations à partir de l'analyse des réactions maximales. Si les séismes de l'Est Canadien répondent tout à fait aux hypothèses formulées, El Centro et le Northridge ne suivent l'effet d'échelle espéré que pour la réaction Y et le

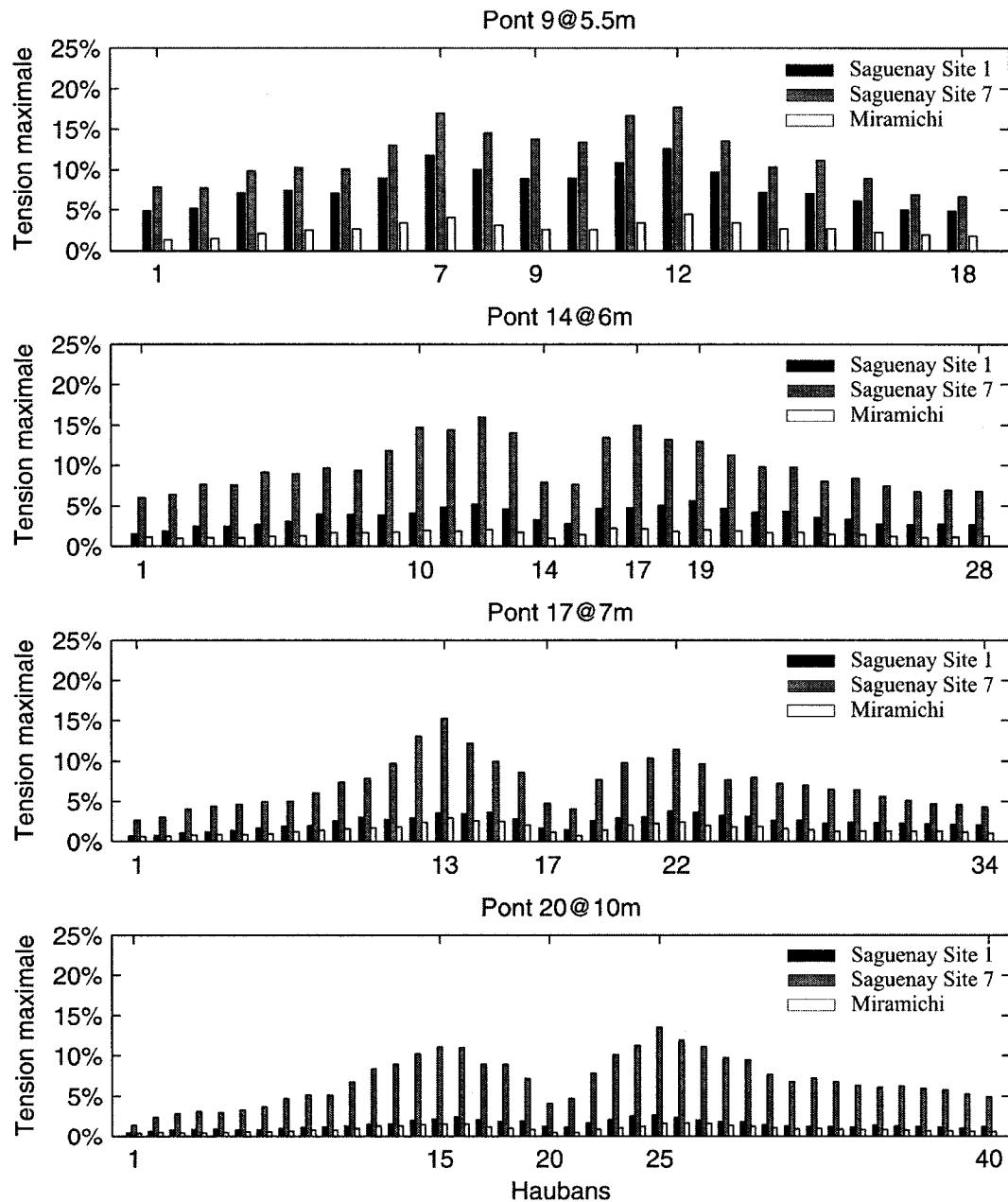


FIG. 4.37 Augmentations maximales de tension dans les haubans pour les modèles 3D.

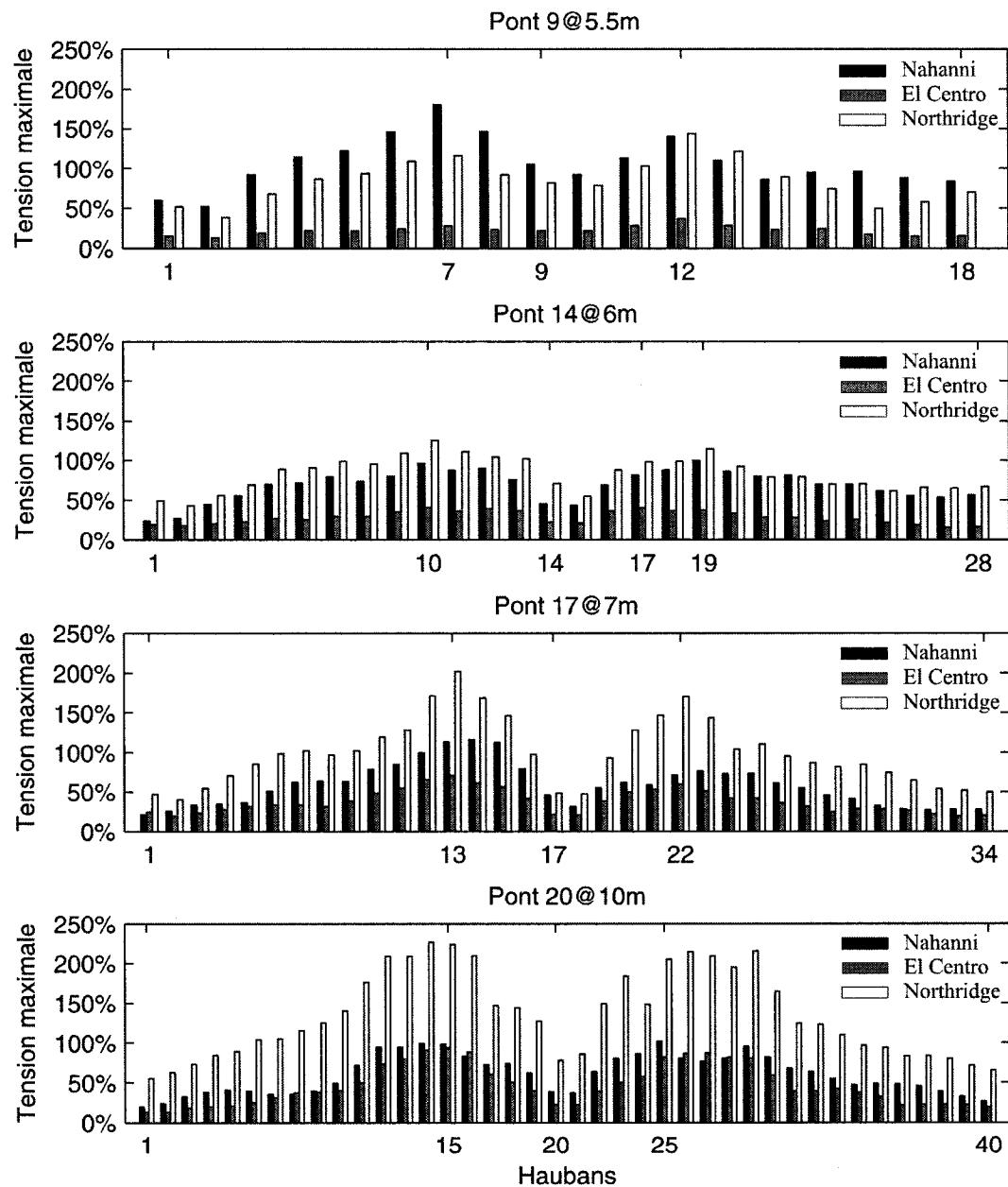


FIG. 4.38 Augmentations maximales de tension dans les haubans pour les modèles 3D (suite).

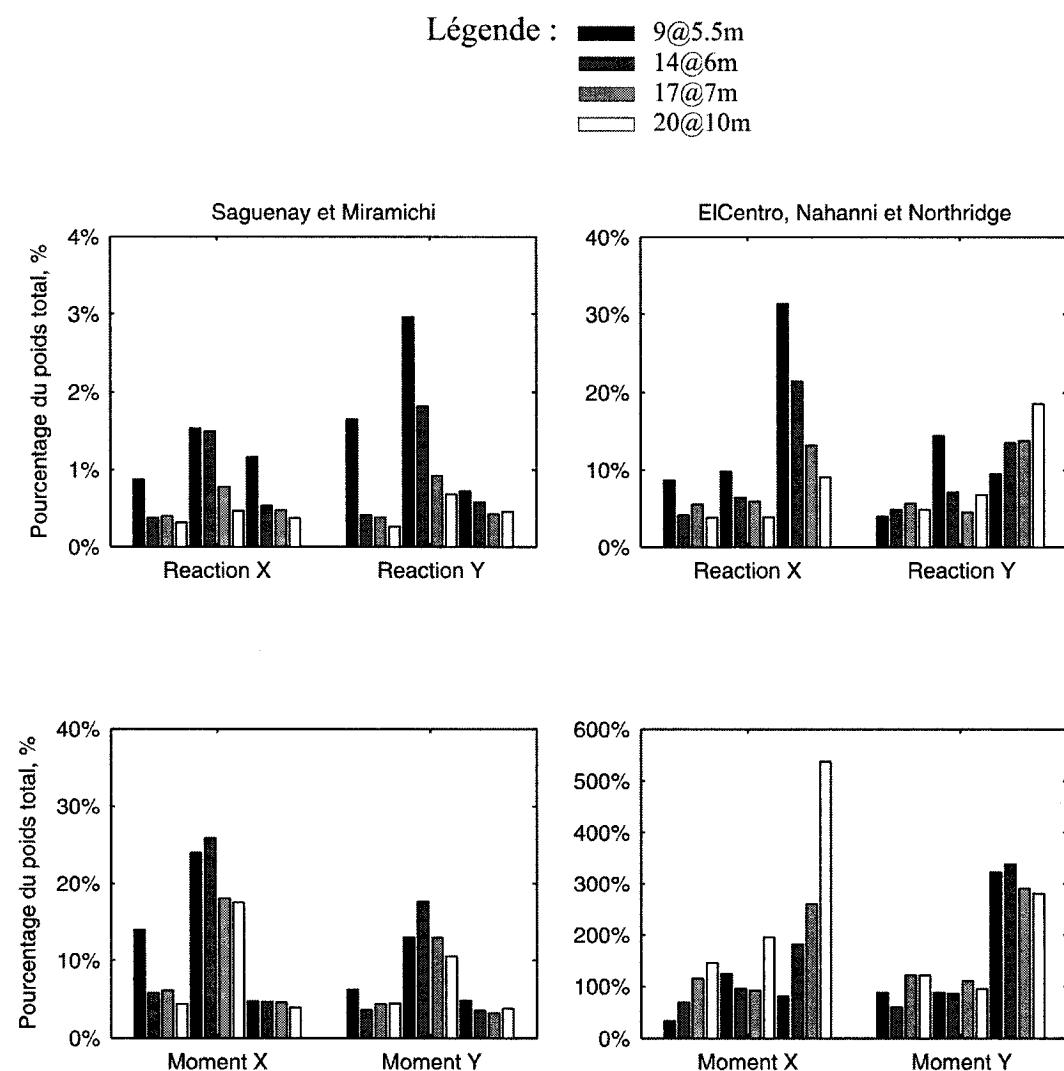


FIG. 4.39 Réactions maximales pour les modèles 3D.

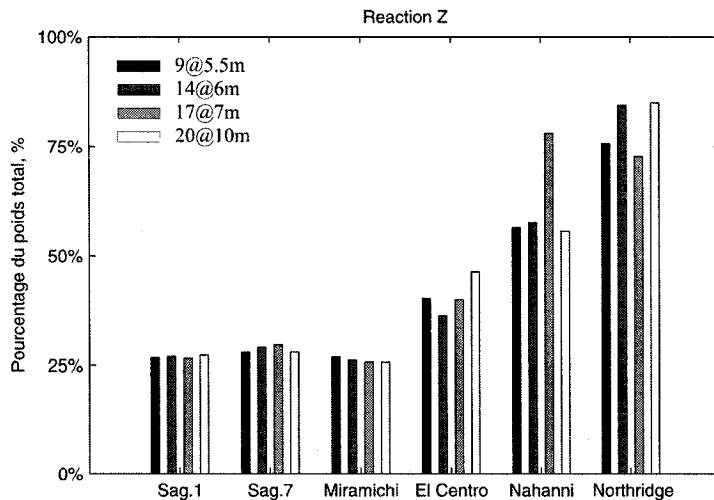


FIG. 4.40 Réactions verticales maximales pour les modèles 3D.

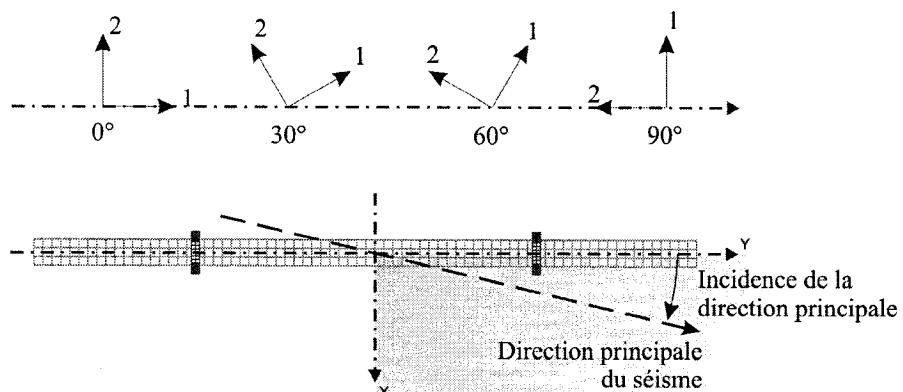
Moment X. Le cas de la réaction Z est à mettre à part, compte tenu des faibles différences enregistrées.

4.4.3.2 Effet de l'angle d'incidence des séismes

Il est possible de déterminer la direction principale du séisme pour chaque événement sismique auquel le pont a été soumis et où la direction principale a pu être évaluée (chapitre 3). En raison de la double symétrie de l'ouvrage, les angles évalués peuvent être ramenés à une fourchette variant de 0° à 90° mesurée depuis l'axe longitudinal du pont (Y croissant) dans le sens horaire (figure 4.41).

Ainsi, pour chaque incidence de la sollicitation sismique (0° , 30° , 60° et 90° comptés dans le sens anti-horaire) est calculée l'orientation de la direction principale (tableaux I.1 à I.4). En considérant le pourcentage d'augmentation de la tension dans chaque hauban, il est possible de déterminer l'orientation la plus critique pour les haubans parmi les quatre orientations testées. Les tableaux 4.21 et 4.22 résument l'orientation de la direction principale la plus critique pour les différents enregistrements utilisés. Rappelons qu'il n'est pas possible d'obtenir la direction principale du site 1 de Nahanni (tableau I.4). Par ailleurs,

Orientation de la sollicitation sismique :



Vue du dessus

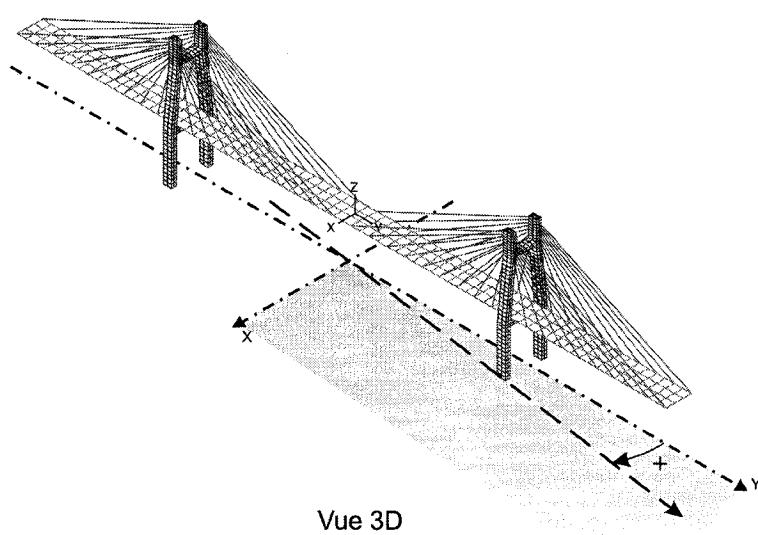


FIG. 4.41 Variation de la direction principale d'un séisme.

il n'a pas été possible de soumettre l'ensemble des angles d'incidence prévus pour le site 1 du séisme de Northridge aux trois premiers modèles de ponts (valeurs n.c) en raison d'instabilités géométriques dues à de trop grands déplacements.

TAB. 4.21 Correspondance entre angles de sollicitation séismique et direction principale.

Orientation du séisme	Angle de la direction principale					
	Saguenay					
	Site 1	Site 7	Site 8	Site 16	Site 17	Site 20
0°	28,60°	86,26°	8,02°	71,78°	4,06°	74,68°
30°	1,40°	56,26°	39,02°	41,78°	34,06°	44,68°
60°	31,40°	26,26°	68,02°	11,78°	64,06°	14,68°
90°	61,40°	3,74°	81,98°	18,22°	85,94°	15,32°

TAB. 4.22 Correspondance entre angles de sollicitation séismique et direction principale (suite).

Orientation du séisme	Angle de la direction principale					
	Miramichi		El Centro		Northridge	
	Site 2	Site 4	Site 1	Site 1	Site 2	Site 3
0°	64,80°	55,39°	23,62°	31,63°	66,17°	16,87°
30°	85,20°	85,39°	6,38°	1,63°	36,17°	46,87°
60°	55,20°	64,61°	36,38°	28,37°	6,17°	77,87°
90°	25,20°	34,61°	66,38°	58,37°	23,83°	73,13°

Des résultats présentés dans le tableau 4.23 se dégagent une certaine tendance. L'incidence la plus critique pour la réponse sismique des câbles tend à se généraliser autour d'une orientation de 60°. On observe en outre la diminution significative des écart-types avec l'augmentation de la taille du modèle. Le modèle 20@10m présente ainsi une incidence critique moyenne de 65,17° pour un écart-type de 18,50°.

Ces résultats permettent donc de poser deux conclusions :

1. L'effet de la direction principale est invariant d'un séisme à un autre. Cette notion permet d'obtenir la direction de libération d'énergie maximale du séisme. En effet, on retrouve une certaine constance pour l'incidence critique quelque soit le séisme testé.
2. La réponse critique des câbles dans un pont à haubans possède une incidence cri-

tique. Lorsque l'axe principal majeur d'un séisme atteint la structure selon cette incidence, on est en droit de craindre des dommages maximaux pour cette structure et cette réponse structurale considérées. Cette notion doit pouvoir s'étendre à n'importe quelle structure aussi complexe soit-elle et à n'importe quelle réponse.

TAB. 4.23 Incidence critique des tremblements de terre.

	9@5.5m	14@6m	17@7m	20@10m
Saguenay				
Site 1	28,60°	31,40°	61,40°	61,40°
Site 7	86,26°	56,26°	86,26°	86,26°
Site 8	81,98°	81,98°	81,98°	81,98°
Site 16	71,78°	71,78°	71,78°	71,78°
Site 17	85,94°	85,94°	85,94°	85,94°
Site 20	15,32°	15,32°	74,68°	15,32°
Miramichi				
Site 2	55,20°	55,20°	55,20°	55,20°
Site 4	64,61°	55,39°	55,39°	55,39°
El Centro				
Site 1	23,62°	23,62°	66,38°	66,38°
Northridge				
Site 1	n.c	n.c	n.c	58,37°
Site 2	36,17°	66,17°	66,17°	66,17°
Site 3	73,13°	77,87°	16,87°	77,87°
Moyenne	56,51°	56,45°	65,64°	65,17°
Écart-type	25,21°	22,78°	18,67°	18,50°

CHAPITRE 5

CONCLUSIONS

5.1 Analyse sismologique

La théorie des axes principaux a été utilisée pour évaluer les enregistrements des séismes de Miramichi (1982), du Saguenay (1988) et de Nahanni (1985). Cette théorie est basée sur l'existence d'axes principaux semblables aux directions principales des contraintes d'un corps solide. L'orientation des axes principaux présente un intérêt pour la compréhension du phénomène mis en jeu. Différents ratios liant les directions principales d'un tremblement de terre ont pu être évaluées pour les séismes de l'Est Canadien et comparés à des résultats obtenus pour des séismes de l'Ouest.

L'orientation des axes principaux reflète une certaine singularité de l'Est Canadien. La complexité des mécanismes de rupture sont probablement à l'origine d'une plus grande variabilité de cette orientation. La direction principale horizontale majeure ne correspond pas à l'axe épicentral comme il avait été trouvé lors de précédentes études sur les séismes de l'Ouest. L'inclinaison de l'axe vertical prend des valeurs plus importantes que dans l'Ouest, parfois même très importantes dans certains cas (Nahanni).

On peut convenir de la similarité des ratios horizontaux des spectres de réponse, mais il reste difficile de conclure pour la direction verticale. En l'absence de plus de données, la plus grande prudence reste requise. Ces données de ratios peuvent être utilisées pour calibrer des signaux synthétiques, une fois transformés dans leurs directions principales. Il reste néanmoins à éclaircir la question du choix du spectre de référence puisque le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) ne fournit plus de spectre de réponse mais un spectre uniforme de risque.

5.2 Analyse structurale

Quatre ponts haubanés semblables dont la portée varie de 104,5 m à 410 m ont été modélisés par éléments finis en 2D, avec et sans mode de câbles, et en 3D. Les modèles 2D ont été utilisés pour rechercher le rôle joué par la vibration des câbles lors de séismes de l'Est Canadien, et pour cerner l'impact de la direction principale d'un séisme sur une structure. Les modèles 3D sont soumis, pour chaque signal sismique, à quatre sollicitations correspondant à une rotation de 0°, 30°, 60° et 90° des composantes horizontales. Ces analyses ont pour but de mettre en évidence un quelconque effet d'échelle ainsi que d'étudier l'effet de l'angle d'incidence d'un séisme sur la réponse des ponts haubanés de petite et moyenne portées.

Ces études ont permis de vérifier le faible rôle joué par la vibration des câbles lors de la réponse sismique d'un pont haubané. Par ailleurs, la direction principale utilisée comme composante horizontale d'un modèle 2D démontre un caractère conservateur, permettant avec une seule sollicitation d'appréhender avec une bonne précision la réponse maximale de la structure. Les analyses 2D ont mis en évidence un effet d'échelle bien particulier pour les séismes de l'Est Canadien, par opposition notamment au séismes de l'Ouest du continent. La variation de l'angle d'incidence de l'excitation sismique, allié à la théorie des axes principaux, a permis de mettre en évidence un angle d'incidence critique du séisme pour la réponse des câbles dans les ponts haubanés étudiés. Cet angle se situe approximativement à 60° depuis l'axe longitudinal du modèle.

5.3 Synthèse

Différentes notions ont été discutées au-travers de ce rapport de maîtrise. L'objet de cette section est de les rappeler ainsi que les principales conclusions.

Propriétés des séismes de l'Est Canadien : De nombreuses propriétés des séismes de l'Est du Canada sont déjà connues, même si on manque de données pratiques. L'analyse

des ratios a/v a permis de mettre en évidence de manière simple et concrète la singularité du contenu fréquentiel de ces signaux. Dans le cadre de cette recherche, une étude plus précise a été menée à l'aide de la méthode des axes principaux, ce qui a permis de dégager deux propriétés importantes :

1. Propriétés spatiales : L'orientation des axes principaux est un indicateur important de la nature du séisme. Nous avons vu que l'inclinaison verticale des séismes de l'Est Canadien était plus importante que ce qui avait été trouvé pour d'autres localisations géographiques, reflétant l'importance de cette composante pour cette région. Par ailleurs, la complexité du système de faille dans l'Est empêche la localisation de l'épicentre à partir des directions principales horizontales, ce qui avait été suggéré par des études portant sur l'Ouest du continent Américain.
2. Propriétés énergétiques et spectrales : L'étude des covariances et des spectres de réponse, et plus spécifiquement de leurs ratios, a permis de dégager des valeurs caractéristiques pour les tremblements de terre étudiés. Ces valeurs rejoignent de manière significative celles obtenues pour d'autres zones géographiques, c'est-à-dire un rapport spectral horizontal ρ_h de 0,714 et un rapport spectral vertical ρ_v trop variable pour être déterminé avec précision.

Réalisation de séismes synthétiques 3D cohérents : Si des spectres de réponse sont disponibles pour la calibration de signaux synthétiques, on ne dispose que de très peu de données pour la calibration relatives de trois signaux synthétiques en vue d'en faire un signal 3D. Les ratios de spectre de réponse calculés dans ce mémoire de maîtrise peuvent être utilisés à cet effet, à quelques restrictions près. Tout d'abord, le cas du vertical n'a pu être définitivement arrêté. La grande particularité de ces données ainsi que leur grande variabilité requiert certainement plus d'analyses, en faisant intervenir d'autres facteurs tels que le sol, la distance à l'épicentre ou le contenu fréquentiel. De plus, il est important de bien comprendre dans quelles conditions ces valeurs ont été calculées, ce qui définit ainsi leur domaine d'application. Ces valeurs de ratio de spectres de réponse sont évaluées après transformation dans le repère principal du signal, ce qui implique une décorrélation

statistique des signaux de chaque direction. Mais ceci implique également leur utilisation pour des spectres de réponse, et non les spectres de risque uniforme fournis par le CNBC, qui ne sont pas des spectres de réponse conventionnels. Il convient donc d'user de la plus grande prudence pour l'utilisation de ces valeurs.

Validité de la notion d'axes principaux : La notion d'axe principaux trouve un très bon échos dans la communauté des ingénieurs en structures, notamment en raison de sa facilité de compréhension (analogie aux contraintes principales) et d'application. Néanmoins, elle n'en reste pas moins dépendante des hypothèses de bases formulées. Ainsi, à travers une analyse détaillée de différents signaux de l'Est Canadien, il est possible de se rendre compte des hypothèses formulées et de leurs conséquences. En étudiant l'évolution des valeurs calculées sur toute la durée du séisme, on se rend compte de la variabilité de l'axe principal d'un séisme en fonction du temps. Néanmoins, pour les besoins de la pratique, il est nécessaire de convenir d'un repère en particulier. En se basant sur de précédents travaux, il a été décidé de garder les valeurs calculées sur l'ensemble de la durée Trifunac-Brady. Enfin, la direction principale majeure a été appliquée à des modèles 2D de ponts haubanés et les réponses comparées à celles obtenues avec les sollicitations horizontales issus du sismogramme. Il se dégage de ces analyses que l'axe principal revêt bien un caractère d'extremum puisqu'avec l'utilisation de cette seule sollicitation il est possible d'identifier la réponse maximale des ponts haubanés étudiés ici.

Effet de la modélisation des câbles dans la réponse sismique des ponts haubanés de petite et moyenne portée : Les câbles sont un élément essentiel du comportement structural d'un pont haubané. Il est important de mieux comprendre le rôle joué par les haubans dans la réponse sismique de ces ouvrages. Aux vues des résultats comparant des modèles avec et sans modes de câbles, on peut conclure que le rôle joué par les câbles dans la réponse sismique est très faible. Néanmoins, d'un point de vue pratique, puisque les tensions initiales statiques permettant une modélisation précise du modèle sans mode de câbles sont issus du modèle avec modes de câbles, il n'est pas évident que

le gain soit si important en terme de simplicité et de temps de travail.

Effet d'échelle dans la réponse sismique des ponts haubanés de petite et moyenne portée : Le recours à quatre modèles de ponts haubanés aux dimensions croissantes, allant d'une portée centrale de 104,5 m de à 410 m, a permis de mettre en évidence un lien entre la taille de l'ouvrage et l'importance de la réponse sismique. Les séismes de l'Est Canadien sollicitent plus fortement l'ouvrage le plus petit alors que les signaux de l'Ouest sont plus dangereux pour le modèle le plus important. Ces conclusions correspondent à la réponse des haubans, et se retrouve globalement pour les réactions des pylônes.

Effet de l'incidence des séismes dans la réponse des ponts haubanés de petite et moyenne portée : En faisant varier l'angle d'incidence de la sollicitation sismique, il a pu être montré qu'un même modèle de pont haubané répondrait de la manière la plus critique pour une certaine incidence. Afin que cette conclusion soit valide pour n'importe quel séisme, il est nécessaire d'avoir recours à la direction principale des séismes pour comparer de manière rigoureuse les différents signaux entre eux. Pour les modèles de ponts haubanés étudiés dans ce rapport de maîtrise, il a été possible de localiser une incidence critique pour la réponse des haubans dirigée à 60° par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

5.4 Études futures

Cette section vise à exposer plusieurs pistes de recherches futures motivées par les travaux de ce rapport de maîtrise :

- Étude des axes principaux d'un séisme en fonction de la fréquence du signal : De la même manière que ces axes principaux ont été étudiés sur différents intervalles de temps, afin de voir la validité des hypothèses faites sur la fonction d'intensité, il serait possible d'étudier les valeurs obtenues sur différents intervalles de fréquence.
- Dans la perspective d'un assemblage de signaux synthétiques, il resterait à trouver le

spectre de réponse cible, puisqu'on ne dispose que de spectres de risques uniformes. L'étude de signaux synthétiques existants déjà pourrait être une solution, en tenant compte des hypothèses formulées pour leur génération.

- Il conviendrait de valider les résultats trouvés sur l'incidence des séismes avec d'autres structures et d'autres types de réponses. L'avantage des haubans comme réponse structurale est leur nombre. Pour chaque sollicitation, il est plus facile de désigner une direction critique à partir de la réponse de tous les haubans. On peut procéder de manière statistique pour chaque réponse, ce qui n'est pas possible dans le cas d'une réponse unique (par exemple, une réaction en particulier ou la contrainte dans un élément solide bien déterminé).
- Etant donné l'extrême diversité de formes et de comportements des ponts haubanés, il serait nécessaire de procéder à certaines analyses sur de véritables ouvrages afin de vérifier certains ordres de grandeurs des résultats obtenus. L'incidence sismique pourrait également être évaluées sur un ouvrage réel et aider à une identification précise de sa santé structurale.

RÉFÉRENCES

- ABDEL-GHAFFAR, A.M., NAZMY, A.S. (1987). Effects of three-dimensionnality of the dynamic and seismic behavior of cable-stayed bridges. *Structural Congress 1987 : Bridges and transmission lines*, American Society of Civil Engineers, New-York, 389–404
- ADINA 8.2. (2004). *Theory and Modeling Guide*, ADINA R&D Inc.
- ARIAS, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants* de R.J. Hansen, MIT Press, Cambridge, Massachussetts, 438–483.
- ATKINSON, G.M., BERESNEV, I.A. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 25, 305–318.
- BATHE, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 1037 p.
- BOUAANANI, N. (2005). *Utilitaires pour le calcul des spectres sismiques*, Département des génies Civil, Géologique et des Mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- CHRISTOPOULOS, C. (1998). *A study of the characteristics of vertical accelerations and their effects on civil engineering structures*, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, 197 p.
- CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. (1993). *Dynamics of structures*, McGraw-Hill, New York, 2^e édition, 648 p.
- CGC, Séismes Canada, Commision Géologique du Canada, <http://seismescanada.rncan.gc.ca>, Ressources Naturelles Canada. Date d'accès : 27 septembre 2006.
- CRESTEL, B., BOUAANANI, N. (2006). Multicomponent response spectra of Eastern North America earthquakes. *Conférence annuelle de la Société Sismologique d'Amérique - Section de l'Est*, Ottawa, Ontario, Canada. Octobre 2006.
- CRESTEL, B., BOUAANANI, N. (2007). Earthquake response of short to medium span cable-stayed bridges. *9^e Conférence Canadienne de Génie Parasismique*, Ottawa, Ontario, Canada. 26 – 29 juin 2007. [article accepté]

- DER KIUREGHIAN, A. (1981). A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9, 419–435.
- Ecole et Observatoire des Sciences de la Terre de Strasbourg (2001). <http://eost.u-strasbg.fr/pedago/Accueil.html>. Documents pédagogiques de l'EOST. Date d'accès : 15 janvier 2007.
- FILIATRAULT, A., TINAWI, R., MASSICOTTE, B. (1993). Damage to a cable-stayed bridge during the 1988 Saguenay earthquake, part I : pseudo-static analysis, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp. 1432–1449.
- FILIATRAULT, A., TINAWI, R., MASSICOTTE, B. (1993). Damage to a cable-stayed bridge during the 1988 Saguenay earthquake, part II : dynamic aspects, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp. 1450–1463.
- FILIATRAULT, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, 2^e édition, 478 p.
- GREIG, G.L., ATKINSON, G.M. (1993). The damage potential of Eastern North American earthquakes. *Seismological Research Letters*, 64-2, 119–137.
- GIMSING, N.J. (1997). *Cable Supported Bridges*, John Wiley, Toronto, 2^e edition, 471 p.
- HEIDEBRECHT, A.C. (2003). Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 30, 241–254.
- KUBO, T., PENZIEN, J. (1976). *Time and frequency domain analysis of three dimensional ground motions San Fernando earthquakes*, Rapport n° EERC 76-6, College of engineering – University of California, Berkeley, Californie, 232 p.
- LÉGER, P. (2006). *Notes de cours d'Analyse Dynamique des Structures (CIV 6508)*, École Polytechnique de Montréal, Département des génies Civil, Géologique et des Mines, Montréal.
- LIORZOU, A. (1980). *Initiation pratique à la statistique*, Eyrolles, Paris, 10^e édition, 323 p.

- LÓPEZ, O.A., CHOPRA, A.K., HERNANDEZ, J.J. (2000). Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1759–1778.
- LÓPEZ, O.A., CHOPRA, A.K., HERNANDEZ, J.J. (2001). Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 1279–1298.
- LÓPEZ, O.A., HERNANDEZ, J.J., BONILLA, R. (2006). Response spectra for multicomponent structural analysis. *Earthquake Spectra*, 22-1, 85–113.
- MATLAB 7.0.1, version 14 avec Pack de service 1 (2004). *MATLAB & SIMULINK, Release notes*, The MathWorks, Inc.
- MENUN, C., DER KIUREGHIAN, A. (1998). A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 14-1, 153–163.
- MORGENTHAL, G. (1999). *Cable-stayed bridges - Earthquake response and passive control*, Mémoire de maîtrise, Imperial College of Science, Technology, and Medicine of London, 87 p.
- MURIA-VILLA, D., GOMEZ, R., KING, C. (1991). Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico bridge. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117, 11, 3396–3417.
- PAULTRE, P. (2005). *Dynamique des structures (application aux ouvrages de génie civil)*, Hermès Science, Paris, 702 p.
- PENZIEN, J., WATABE, M. (1975). Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3-4, 365–374.
- REN, W-X., PENG X-L. (2005). Baseline finite element modeling of a large span cable-stayed bridge through field ambient vibration tests. *Computers and Structures*, 83, 536–550.
- SETRA. (2001). *Haubans*, Recommandation de la commission interministérielle de la précontrainte, SETRA, Bagneux, 197 p.
- STIEMER, S.F., TAYLOR, P., VINCENT, D.H.C. (1988). Full scale dynamic testing of the Annacis bridge. *IABSE Proceedings*, 122, 88.

- TRIFUNAC, M.D., BRADY, A.G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65-3, 581–626.
- TULADHAR, R. (1995). *Seismic studies of conventional and multi-span cable-stayed bridges*, Thèse de doctorat en génie civil, University of Calgary, 325 p.
- TULADHAR, R., DILGER, W.H. (1999). Effect of support conditions on seismic response of cable-stayed bridges. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 26, 631–645.
- UDIÀS, A. (1999). *Principles of Seismology*, University Press, Cambridge, 475 p.
- VIRLOGEUX, M. (1999). Recent evolution of cable-stayed bridges. *Engineering Structures*, 21, 737–755.
- WANG, P.-H., YANG, C.-G. (1996). Parametric studies on cable-stayed bridges. *Computers and Structures*, 60 :2, 243–260.
- WALTHER, R. (1985). *Ponts haubanés*, Presses Polytechnique Romande, Lausanne, 202 p.
- WESOLOWSKY, M.J., WILSON, J.C. (2003). Seismic isolation of cable-stayed bridges for near-field ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 2107–2126.

ANNEXE I

RATIOS DES COVARIANCES POUR LES SÉISMES DE MIRAMICHI, DU SAGUENAY ET DE NAHANNI

Le tableau I.1 regroupe les résultats obtenus à partir des enregistrements de Miramichi.

Les tableaux I.2 et I.3 correspondent au Saguenay.

Le tableau I.4 présente les résultats de Nahanni.

L'orientation horizontale θ_h est l'angle entre la direction principale majeure horizontale et la direction à l'épicentre, compté dans le sens horaire. Cet angle vaut 0° lorsque la direction principale pointe vers l'épicentre (à 180° près).

TAB. I.1 Résultats des axes principaux pour Miramichi.

Site	Intervalle de temps (s)	Ratios des covariances		θ_v	θ_h
		γ_h	γ_v		
1	[0 - 4]	0,24	0,08	14,92°	73,81°
	[4 - 7,68]	0,23	0,65	6,41°	77,52°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 7,68]$	0,25	0,08	14,66°	73,82°
	$\Delta t_{TB} = [0,045 - 1,31]$	0,22	0,07	13,55°	74,79°
2	[0 - 4]	0,36	2,58	3,25°	-83,58°
	[4 - 8]	0,72	1,34	25,89°	74,85°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 8,32]$	0,36	2,57	3,29°	-83,63°
	$\Delta t_{TB} = [0,11 - 1,255]$	0,33	2,51	2,14°	-83,80°
3	[0 - 4]	0,46	0,23	28,56°	-55,23°
	[4 - 8]	Impossible de désigner un seul axe vertical			
	$[t_0 - t_f] = [0 - 9,035]$	0,47	0,24	28,85°	-55,28°
	$\Delta t_{TB} = [0,045 - 1,07]$	0,20	0,42	37,00°	-48,00°
4	[0 - 4,63]	0,32	0,07	5,83°	39,33°
	$\Delta t_{TB} = [0,47 - 0,825]$	0,27	0,05	4,63°	39,61°
Moyenne Δt_{TB}		0,25	0,76	14,33°	-4,35°
Écart-type Δt_{TB}		0,06	1,18	15,89°	64,06°

TAB. I.2 Résultats des axes principaux pour le Saguenay.

Site	Intervalle de temps (s)	Ratios des covariances		Inclinaison verticale θ_v	Orientation horizontale θ_h
		γ_h	γ_v		
1	[0 – 10]	0,79	1,99	30,90°	28,38°
	[10 – 20]	0,64	0,28	15,07°	45,15°
	[20 – 30]	0,73	0,46	14,74°	13,18°
	[30 – 40]	0,74	0,45	2,44°	19,91°
	[40 – 48,6]	0,62	0,41	12,06°	17,04°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 48,6]$ $\Delta t_{TB} = [11,52 - 32,665]$	0,68	0,36	13,67°	40,34°
2	$[t_0 - t_f] = [0 - 48,6]$ $\Delta t_{TB} = [11,52 - 32,665]$	0,67	0,31	14,30°	41,60°
	[0 – 10]	0,70	1,61	23,91°	38,38°
	[10 – 20]	0,65	0,20	16,77°	-60,60°
	[20 – 30]	0,81	0,25	7,59°	-41,76°
5	[30 – 38,985]	0,83	0,34	3,89°	45,47°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 38,985]$ $\Delta t_{TB} = [14,525 - 30,47]$	0,73	0,26	11,99°	-59,06°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 38,985]$ $\Delta t_{TB} = [14,525 - 30,47]$	0,70	0,21	12,68°	-58,32°
	[0 – 10]	0,03	4,13	19,31°	8,94°
7	[10 – 20]	<0,01	2,13	17,79°	9,04°
	[20 – 30]	0,01	1,35	37,46°	9,35°
	[30 – 38,93]	0,02	1,29	15,03°	9,38°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 38,93]$ $\Delta t_{TB} = [0,835 - 32,285]$	0,01	1,73	9,26°	9,10°
8	[0 – 10]	0,60	0,47	19,66°	-55,31°
	[10 – 17,73]	Impossible de désigner un seul axe vertical			
8	$[t_0 - t_f] = [0 - 17,73]$ $\Delta t_{TB} = [0,44 - 13,965]$	0,63	0,52	19,14°	-58,73°
	[0 – 10]	0,62	0,50	14,88°	-58,74°
	[10 – 20]	0,71	2,69	41,50°	-81,62°
	[20 – 29,625]	0,34	0,21	32,35°	-68,85°
8	[20 – 29,625]	0,55	0,15	5,39°	-53,53°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 29,625]$ $\Delta t_{TB} = [10,81 - 22,525]$	0,36	0,24	23,28°	-67,90°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 29,625]$ $\Delta t_{TB} = [10,81 - 22,525]$	0,35	0,22	28,75°	-68,02°

TAB. I.3 Résultats des axes principaux pour le Saguenay (suite).

Site	Intervalle de temps (s)	Ratios des covariances		Inclinaison verticale	Orientation horizontale
		γ_h	γ_v	θ_v	θ_h
9	[0 – 10]	Impossible de désigner un seul axe vertical			
	[10 – 20]	0,67	0,17	17,42°	-55,13°
	[20 – 30]	0,73	0,18	3,58°	-73,83°
	[30 – 39,06]	0,72	0,19	4,08°	-77,66°
10	$[t_0 - t_f] = [0 - 39,06]$ $\Delta t_{TB} = [4,785 - 28,25]$	0,71	0,21	13,89°	-55,25°
		0,67	0,18	15,25°	-56,70°
14	[0 – 10]	0,62	4,18	11,19°	-15,36°
	[10 – 20]	0,74	0,26	19,98°	-44,38°
	[20 – 30]	0,75	0,65	4,82°	-56,55°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 33,245]$ $\Delta t_{TB} = [5,63 - 26,55]$	0,74	0,41	21,34°	-43,97°
16	$[t_0 - t_f] = [0 - 33,975]$ $\Delta t_{TB} = [5,855 - 23,425]$	0,67	0,38	10,05°	-89,28°
		0,68	0,35	9,37°	88,78°
	[0 – 10]	0,62	0,50	30,11°	79,93°
17	[10 – 20]	0,68	0,22	3,75°	-80,29°
	[20 – 30]	0,63	0,35	1,83°	-74,86°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 28,315]$ $\Delta t_{TB} = [6,91 - 20,945]$	0,67	0,35	9,37°	88,78°
	[0 – 10]	0,50	0,22	13,71°	65,36°
20	[10 – 20]	0,83	0,14	3,33°	60,03°
	[20 – 28,315]	0,86	0,21	3,93°	-29,79°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 28,315]$ $\Delta t_{TB} = [6,91 - 20,945]$	0,70	0,20	5,58°	64,06°
	[0 – 10]	0,67	0,16	5,04°	64,94°
20	[10 – 19,93]	0,20	8,77	7,67°	-40,75°
	[0 – 19,93]	0,82	5,98	4,58°	-65,81°
	$[t_0 - t_f] = [0 - 19,93]$ $\Delta t_{TB} = [3,08 - 18,55]$	0,74	6,47	5,05°	-53,80°
		0,79	6,49	4,80°	-60,32°
Moyenne Δt_{TB}		0,59	1,05	13,88°	-14,25°
Écart-type Δt_{TB}		0,23	1,97	7,03°	56,76°

TAB. I.4 Résultats des axes principaux pour Nahanni.

Site	Intervalle de temps (s)	Ratios des covariances		Inclinaison verticale	Orientation horizontale
		γ_h	γ_v	θ_v	θ_h
1	[0 - 5]	0,61	0,47	8,42°	-16,18°
	[5 - 10]	0,33	0,51	42,14°	58,58°
	[10 - 15]	0,56	0,76	31,79°	-86,95°
	[15 - 20]	0,40	0,59	24,29°	-25,69°
$[t_0 - t_f] = [0 - 20,335]$		Impossible de désigner un seul axe vertical			
$\Delta t_{TB} = [2,19 - 9,975]$		Impossible de désigner un seul axe vertical			
1 (réplique)	[0 - 5]	Impossible de désigner un seul axe vertical			
	[5 - 10]	0,54	0,32	28,87°	63,21°
$[t_0 - t_f] = [0 - 10,78]$		0,50	0,35	40,95°	83,26°
$\Delta t_{TB} = [1,98 - 6,425]$		0,47	0,34	38,00°	84,73°
3 (23/12/1985)	[0 - 5]	0,60	0,50	35,94°	-75,89°
	[5 - 10]	0,95	0,59	26,64°	-40,98°
	[10 - 15]	0,75	0,55	14,21°	-89,34°
	[15 - 19,015]	0,71	0,61	5,85°	78,53°
$[t_0 - t_f] = [0 - 19,015]$		0,82	0,57	24,25°	-79,37°
$\Delta t_{TB} = [3,16 - 14,9]$		0,84	0,58	24,43°	-75,70°
3 (25/12/1985)	[0 - 5]	0,57	0,35	29,41°	-75,32°
	[5 - 9,44]	0,59	0,37	29,46°	66,32°
$[t_0 - t_f] = [0 - 9,44]$		0,59	0,37	29,46°	-66,53°
$\Delta t_{TB} = [1,83 - 6,165]$		0,60	0,35	28,98°	-75,91°
Moyenne Δt_{TB}		0,64	0,42	30,47°	-22,29°
Écart-type Δt_{TB}		0,19	0,14	6,91°	75,68°

ANNEXE II**RATIOS DES SPECTRES DE RÉPONSE POUR LES SÉISMES DE
MIRAMICHI, DU SAGUENAY ET DE NAHANNI**

Les tableaux II.1 et II.2 présentent les résultats pour le séisme de Miramichi.

Les tableaux II.3, II.4 et II.5 sont pour le Saguenay.

Le tableau II.6 résume les résultats pour le séisme de Nahanni.

Les tableaux II.7 et II.8 présentent les résultats pour le séisme de Miramichi lorsqu'on a un axe vertical.

Les tableaux II.9, II.10 et II.11 regroupent les mêmes résultats pour le Saguenay.

Le tableau II.12 résume les résultats pour le séisme de Nahanni.

TAB. II.1 Ratios des spectres de réponse pour Miramichi.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	Moyenne	ρ_v	Ecart-type
1	[0,02–0,24]	0,735	0,225	0,447	0,275
	[0,24–0,50]	1,142	0,120	0,650	0,048
	[0,50–1,00]	1,200	0,045	0,458	0,122
	[1,00–5,00]	0,929	0,031	0,103	0,039
	[0,02–0,50]	0,952	0,274	0,547	0,214
	[0,02–5,00]	0,957	0,122	0,182	0,181
	[0,02–0,24]	0,617	0,142	1,089	0,578
	[0,24–0,50]	0,684	0,076	1,111	0,171
	[0,50–1,00]	0,715	0,057	1,737	0,407
	[1,00–5,00]	0,649	0,045	3,753	0,492
	[0,02–0,50]	0,647	0,115	1,116	0,413
	[0,02–5,00]	0,655	0,060	3,296	1,049
3	[0,02–0,24]	0,398	0,236	0,506	0,307
	[0,24–0,50]	0,372	0,010	0,296	0,009
	[0,50–1,00]	0,448	0,038	0,360	0,026
	[1,00–5,00]	0,561	0,006	0,431	0,008
	[0,02–0,50]	0,385	0,164	0,396	0,237
	[0,02–5,00]	0,532	0,079	0,421	0,079

TAB. II.2 Ratios des spectres de réponse pour Miramichi (suite).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	ρ_v	Moyenne	Écart-type
4	[0,02–0,24]	0,627	0,273	0,255	0,057
	[0,24–0,50]	0,693	0,171	0,282	0,017
	[0,50–1,00]	1,171	0,126	0,261	0,011
	[1,00–5,00]	1,534	0,069	0,258	0,002
	[0,02–0,50]	0,673	0,225	0,269	0,043
	[0,02–5,00]	1,534	0,287	0,258	0,014
	[0,02–0,24]	0,594	0,255	0,574	0,473
	[0,24–0,50]	0,723	0,296	0,585	0,349
	[0,50–1,00]	0,883	0,325	0,704	0,637
	[1,00–5,00]	0,918	0,383	1,136	1,535
Sur l'ensemble des enregistrements de Miramichi	[0,02–0,50]	0,664	0,286	0,582	0,416
	[0,02–5,00]	0,889	0,377	1,040	1,411

TAB. II.3 Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h		ρ_v	
		Moyenne	Écart-type	Moyenne	Écart-type
1	[0,02–0,24]	0,805	0,062	0,440	0,132
	[0,24–0,50]	0,902	0,170	0,710	0,086
	[0,50–1,00]	0,693	0,185	1,033	0,151
	[1,00–5,00]	0,856	0,087	0,779	0,176
	[0,02–0,50]	0,859	0,142	0,589	0,176
	[0,02–5,00]	0,841	0,118	0,785	0,200
	[0,02–0,24]	0,748	0,132	0,344	0,108
	[0,24–0,50]	0,672	0,155	0,502	0,084
	[0,50–1,00]	0,843	0,282	1,269	0,361
	[1,00–5,00]	1,332	0,316	0,920	0,191
2	[0,02–0,50]	0,703	0,151	0,422	0,120
	[0,02–5,00]	1,223	0,375	0,906	0,285
	[0,02–0,24]	0,046	0,031	1,821	0,295
	[0,24–0,50]	0,053	0,009	1,435	0,327
	[0,50–1,00]	0,123	0,056	2,183	0,677
	[1,00–5,00]	0,474	0,071	1,310	0,365
	[0,02–0,50]	0,049	0,022	1,594	0,361
	[0,02–5,00]	0,397	0,169	1,425	0,487
	[0,02–0,24]	0,802	0,147	0,686	0,342
	[0,24–0,50]	0,655	0,069	0,309	0,072
5	[0,50–1,00]	0,866	0,176	0,485	0,115
	[1,00–5,00]	0,801	0,123	0,509	0,142
	[0,02–0,50]	0,726	0,136	0,489	0,308
	[0,02–5,00]	0,799	0,132	0,504	0,163

TAB. II.4 Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay (suite).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h		ρ_v	
		Moyenne	Écart-type	Moyenne	Écart-type
8	[0,02–0,24]	0,467	0,104	0,463	0,175
	[0,24–0,50]	0,655	0,120	0,440	0,141
	[0,50–1,00]	0,311	0,083	0,252	0,044
	[1,00–5,00]	0,433	0,147	0,337	0,039
	[0,02–0,50]	0,571	0,149	0,458	0,157
	[0,02–5,00]	0,435	0,154	0,340	0,078
	[0,02–0,24]	0,880	0,213	0,411	0,162
	[0,24–0,50]	0,891	0,194	0,768	0,190
	[0,50–1,00]	0,706	0,107	0,511	0,129
	[1,00–5,00]	0,832	0,086	0,419	0,036
9	[0,02–0,50]	0,871	0,192	0,598	0,255
	[0,02–5,00]	0,823	0,111	0,445	0,108
	[0,02–0,24]	0,962	0,256	0,424	0,121
	[0,24–0,50]	0,716	0,305	0,249	0,093
	[0,50–1,00]	0,587	0,122	0,396	0,093
	[1,00–5,00]	0,668	0,119	0,309	0,046
	[0,02–0,50]	0,805	0,289	0,326	0,139
	[0,02–5,00]	0,674	0,153	0,320	0,072
	[0,02–0,24]	0,741	0,197	0,754	0,315
	[0,24–0,50]	0,493	0,173	0,716	0,300
16	[0,50–1,00]	0,419	0,037	0,492	0,087
	[1,00–5,00]	0,545	0,055	0,600	0,106
	[0,02–0,50]	0,598	0,221	0,708	0,285
	[0,02–5,00]	0,538	0,096	0,600	0,142

TAB. II.5 Ratios des spectres de réponse pour le Saguenay (fin).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	Moyenne	ρ_v	Ecart-type
17	[0,02–0,24]	0,798	0,169	0,519	0,207
	[0,24–0,50]	0,531	0,129	0,481	0,171
	[0,50–1,00]	0,400	0,047	0,298	0,047
	[1,00–5,00]	0,249	0,024	0,257	0,011
	[0,02–0,50]	0,650	0,202	0,496	0,193
	[0,02–5,00]	0,303	0,142	0,284	0,096
20	[0,02–0,24]	1,138	0,382	1,859	0,807
	[0,24–0,50]	1,475	0,418	1,809	0,437
	[0,50–1,00]	0,921	0,064	0,922	0,090
	[1,00–5,00]	0,995	0,166	1,214	0,381
	[0,02–0,50]	1,317	0,444	1,811	0,639
	[0,02–5,00]	1,020	0,229	1,245	0,448
Sur l'ensemble des enregistrements du Saguenay	[0,02–0,24]	0,739	0,343	0,772	0,639
	[0,24–0,50]	0,704	0,400	0,742	0,526
	[0,50–1,00]	0,587	0,287	0,784	0,622
	[1,00–5,00]	0,718	0,330	0,665	0,408
	[0,02–0,50]	0,715	0,373	0,749	0,574
	[0,02–5,00]	0,705	0,333	0,686	0,455

TAB. II.6 Ratios des spectres de réponse pour Nahanni.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	Moyenne	ρ_v	Ecart-type
1 (réplique)	[0,02 – 0,24]	0,472	0,142	0,428	0,040
	[0,24 – 0,50]	0,493	0,092	0,718	0,190
	[0,50 – 1,00]	0,686	0,121	1,347	0,272
	[1,00 – 5,00]	0,742	0,068	0,879	0,215
3 23/12/1985	[0,02 – 0,50]	0,486	0,120	0,590	0,204
	[0,02 – 5,00]	0,711	0,111	0,895	0,279
3 25/12/1985	[0,02 – 0,24]	0,966	0,226	0,867	0,262
	[0,24 – 0,50]	1,191	0,215	1,175	0,155
	[0,50 – 1,00]	1,103	0,210	1,249	0,361
	[1,00 – 5,00]	1,159	0,239	1,583	0,264
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,50]	1,100	0,242	1,034	0,266
	[0,02 – 5,00]	1,147	0,237	1,496	0,332
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,24]	0,960	0,265	0,650	0,230
	[0,24 – 0,50]	0,581	0,174	0,996	0,253
	[0,50 – 1,00]	0,444	0,103	0,686	0,199
	[1,00 – 5,00]	0,624	0,218	1,043	0,368
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,50]	0,745	0,291	0,824	0,297
	[0,02 – 5,00]	0,619	0,228	0,985	0,369
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,24]	0,799	0,317	0,648	0,270
	[0,24 – 0,50]	0,755	0,353	0,963	0,277
	[0,50 – 1,00]	0,744	0,312	1,094	0,408
	[1,00 – 5,00]	0,842	0,298	1,168	0,418
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,50]	0,777	0,341	0,816	0,316
	[0,02 – 5,00]	0,825	0,306	1,125	0,422

TAB. II.7 Ratios des spectres de réponse avec un axe vertical pour Miramichi.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	ρ_v	Moyenne	Écart-type
1	[0,02 – 0,24]	0,752	0,222	0,426	0,202
	[0,24 – 0,50]	1,152	0,114	0,628	0,059
	[0,50 – 1,00]	1,167	0,049	0,612	0,106
	[1,00 – 5,00]	0,903	0,030	0,296	0,037
	[0,02 – 0,50]	0,966	0,268	0,529	0,177
	[0,02 – 5,00]	0,934	0,119	0,350	0,133
	[0,02 – 0,24]	0,627	0,146	1,069	0,584
	[0,24 – 0,50]	0,697	0,077	1,098	0,169
	[0,50 – 1,00]	0,712	0,062	1,679	0,382
	[1,00 – 5,00]	0,653	0,045	3,458	0,422
2	[0,02 – 0,50]	0,659	0,118	1,100	0,417
	[0,02 – 5,00]	0,659	0,061	3,052	0,931
	[0,02 – 0,24]	0,463	0,158	0,405	0,353
	[0,24 – 0,50]	0,478	0,016	0,150	0,017
	[0,50 – 1,00]	0,586	0,052	0,101	0,007
3	[1,00 – 5,00]	0,734	0,009	0,073	0,007
	[0,02 – 0,50]	0,472	0,110	0,271	0,276
	[0,02 – 5,00]	0,693	0,094	0,095	0,106

TAB. II.8 Ratios des spectres de réponse pour un axe vertical pour Miramichi (suite).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	ρ_v	Moyenne	Écart-type
4	[0,02 – 0,24]	0,623	0,276	0,249	0,062
	[0,24 – 0,50]	0,682	0,167	0,260	0,015
	[0,50 – 1,00]	1,159	0,127	0,274	0,004
	[1,00 – 5,00]	1,516	0,068	0,277	0,003
	[0,02 – 0,50]	0,665	0,224	0,254	0,045
	[0,02 – 5,00]	1,397	0,283	0,274	0,016
	[0,02 – 0,24]	0,616	0,231	0,537	0,476
	[0,24 – 0,50]	0,752	0,269	0,534	0,381
	[0,50 – 1,00]	0,906	0,273	0,667	0,644
	[1,00 – 5,00]	0,951	0,341	1,026	1,423
Sur l'ensemble des enregistrements de Miramichi	[0,02 – 0,50]	0,691	0,261	0,538	0,433
	[0,02 – 5,00]	0,921	0,337	0,943	1,310

TAB. II.9 Ratios des spectres de réponse pour un axe vertical pour le Saguenay.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h		ρ_v	
		Moyenne	Écart-type	Moyenne	Écart-type
1	[0,02–0,24]	0,850	0,078	0,553	0,154
	[0,24–0,50]	0,996	0,166	0,925	0,068
	[0,50–1,00]	0,879	0,222	1,465	0,232
	[1,00–5,00]	0,905	0,062	0,933	0,263
	[0,02–0,50]	0,927	0,154	0,749	0,222
	[0,02–5,00]	0,905	0,103	0,967	0,308
	[0,02–0,24]	0,731	0,122	0,378	0,113
	[0,24–0,50]	0,674	0,162	0,491	0,110
	[0,50–1,00]	0,982	0,325	1,060	0,270
	[1,00–5,00]	1,384	0,268	0,855	0,192
2	[0,02–0,50]	0,700	0,151	0,427	0,112
	[0,02–5,00]	1,278	0,347	0,834	0,246
	[0,02–0,24]	0,041	0,031	1,534	0,224
	[0,24–0,50]	0,050	0,009	1,283	0,315
	[0,50–1,00]	0,143	0,075	2,496	0,857
	[1,00–5,00]	0,520	0,100	1,420	0,378
	[0,02–0,50]	0,045	0,023	1,383	0,298
	[0,02–5,00]	0,436	0,195	1,523	0,545
	[0,02–0,24]	0,802	0,158	0,720	0,354
	[0,24–0,50]	0,646	0,080	0,311	0,062
5	[0,50–1,00]	0,880	0,174	0,496	0,128
	[1,00–5,00]	0,826	0,102	0,536	0,145
	[0,02–0,50]	0,722	0,147	0,508	0,322
	[0,02–5,00]	0,820	0,119	0,528	0,170

TAB. II.10 Ratios des spectres de réponse pour un axe vertical pour le Saguenay (suite).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h		ρ_v	
		Moyenne	Écart-type	Moyenne	Écart-type
8	[0,02–0,24]	0,406	0,094	0,538	0,177
	[0,24–0,50]	0,486	0,037	0,536	0,262
	[0,50–1,00]	0,286	0,064	0,232	0,035
	[1,00–5,00]	0,397	0,167	0,384	0,050
	[0,02–0,50]	0,450	0,082	0,542	0,230
	[0,02–5,00]	0,391	0,158	0,385	0,110
	[0,02–0,24]	0,857	0,203	0,551	0,252
	[0,24–0,50]	0,835	0,214	1,031	0,215
	[0,50–1,00]	0,757	0,091	0,515	0,195
	[1,00–5,00]	0,878	0,088	0,434	0,065
9	[0,02–0,50]	0,831	0,199	0,796	0,333
	[0,02–5,00]	0,861	0,112	0,476	0,168
	[0,02–0,24]	0,923	0,259	0,498	0,101
	[0,24–0,50]	0,661	0,315	0,422	0,096
	[0,50–1,00]	0,658	0,187	0,442	0,056
	[1,00–5,00]	0,728	0,139	0,340	0,057
	[0,02–0,50]	0,757	0,299	0,454	0,106
	[0,02–5,00]	0,725	0,168	0,362	0,077
	[0,02–0,24]	0,736	0,193	0,873	0,385
	[0,24–0,50]	0,495	0,155	0,854	0,362
16	[0,50–1,00]	0,421	0,042	0,591	0,106
	[1,00–5,00]	0,530	0,060	0,717	0,128
	[0,02–0,50]	0,598	0,211	0,831	0,345
	[0,02–5,00]	0,526	0,096	0,716	0,171

TAB. II.11 Ratios des spectres de réponse pour un axe vertical pour le Saguenay (fin).

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	Moyenne	ρ_v	Ecart-type
17	[0,02 – 0,24]	0,807	0,174	0,536	0,205
	[0,24 – 0,50]	0,536	0,126	0,484	0,186
	[0,50 – 1,00]	0,400	0,049	0,272	0,062
	[1,00 – 5,00]	0,234	0,026	0,212	0,010
	[0,02 – 0,50]	0,657	0,205	0,505	0,200
	[0,02 – 5,00]	0,293	0,149	0,247	0,110
	[0,02 – 0,24]	1,172	0,406	1,924	0,921
	[0,24 – 0,50]	1,450	0,447	1,709	0,497
	[0,50 – 1,00]	0,891	0,066	0,810	0,074
	[1,00 – 5,00]	0,959	0,151	1,085	0,342
20	[0,02 – 0,50]	1,316	0,459	1,784	0,736
	[0,02 – 5,00]	0,988	0,228	1,128	0,451
	[0,02 – 0,24]	0,733	0,354	0,810	0,608
	[0,24 – 0,50]	0,683	0,407	0,805	0,493
	[0,50 – 1,00]	0,630	0,321	0,838	0,725
	[1,00 – 5,00]	0,736	0,341	0,691	0,415
	[0,02 – 0,50]	0,700	0,382	0,798	0,542
	[0,02 – 5,00]	0,722	0,345	0,717	0,471

Sur
l'ensemble
des
enregistrements
du
Saguenay

TAB. II.12 Ratios des spectres de réponse pour un axe vertical pour Nahanni.

Site	Périodes considérées (sec)	Ratios des spectres de réponse			
		ρ_h	Moyenne	ρ_v	Ecart-type
1 (réplique)	[0,02 – 0,24]	0,429	0,085	0,468	0,120
	[0,24 – 0,50]	0,677	0,100	0,687	0,141
	[0,50 – 1,00]	1,231	0,304	0,889	0,150
	[1,00 – 5,00]	1,070	0,143	0,457	0,124
3 23/12/1985	[0,02 – 0,50]	0,567	0,156	0,591	0,172
	[0,02 – 5,00]	1,035	0,231	0,512	0,187
	[0,02 – 0,24]	1,024	0,240	0,951	0,302
	[0,24 – 0,50]	1,269	0,224	1,043	0,194
3 25/12/1985	[0,50 – 1,00]	1,097	0,286	1,020	0,297
	[1,00 – 5,00]	1,276	0,318	1,417	0,289
	[0,02 – 0,50]	1,162	0,264	0,987	0,250
	[0,02 – 5,00]	1,245	0,315	1,334	0,332
Sur l'ensemble des enregistrements de Nahanni	[0,02 – 0,24]	1,162	0,382	0,943	0,316
	[0,24 – 0,50]	0,682	0,236	1,113	0,178
	[0,50 – 1,00]	0,508	0,114	0,980	0,272
	[1,00 – 5,00]	0,660	0,337	1,010	0,489
	[0,02 – 0,50]	0,888	0,392	1,015	0,252
	[0,02 – 5,00]	0,668	0,339	1,006	0,454
	[0,02 – 0,24]	0,871	0,414	0,787	0,346
	[0,24 – 0,50]	0,876	0,340	0,948	0,254
	[0,50 – 1,00]	0,946	0,401	0,963	0,254
	[1,00 – 5,00]	1,002	0,379	0,961	0,517
	[0,02 – 0,50]	0,872	0,377	0,865	0,299
	[0,02 – 5,00]	0,983	0,383	0,951	0,481

ANNEXE III

DIMENSIONS DES HAUBANS POUR LES 4 MODÈLES

TAB. III.1 Dimensions des haubans pour le modèle 9@5.5m.

Nº hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
1	3600	0,00179	0,00180	0,00182
2	3300	0,00226	0,00226	0,00225
3	3000	0,00196	0,00197	0,00196
4	2700	0,00209	0,00210	0,00209
5	2100	0,00240	0,00241	0,00241
6	2100	0,00216	0,00217	0,00218
7	2100	0,00192	0,00193	0,00194
8	1500	0,00236	0,00237	0,00236
9	1500	0,00213	0,00214	0,00210
10	1500	0,00213	0,00214	0,00210
11	1500	0,00236	0,00237	0,00236
12	2100	0,00192	0,00193	0,00194
13	2100	0,00216	0,00217	0,00218
14	2100	0,00241	0,00242	0,00242
15	2700	0,00207	0,00208	0,00208
16	2700	0,00226	0,00227	0,00227
17	2700	0,00245	0,00245	0,00245
18	3000	0,00236	0,00237	0,00237
19	3000	0,00236	0,00237	0,00237
20	2700	0,00245	0,00245	0,00245
21	2700	0,00226	0,00227	0,00227
22	2700	0,00207	0,00208	0,00208
23	2100	0,00241	0,00242	0,00242
24	2100	0,00216	0,00217	0,00218
25	2100	0,00192	0,00193	0,00194
26	1500	0,00236	0,00237	0,00236
27	1500	0,00213	0,00214	0,00210

TAB. III.2 Dimensions des haubans pour le modèle 9@5.5m (suite).

N° hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
28	1500	0,00213	0,00214	0,00210
29	1500	0,00236	0,00237	0,00236
30	2100	0,00192	0,00193	0,00194
31	2100	0,00216	0,00217	0,00218
32	2100	0,00240	0,00241	0,00241
33	2700	0,00209	0,00210	0,00209
34	3000	0,00196	0,00197	0,00196
35	3300	0,00226	0,00226	0,00225
36	3600	0,00179	0,00180	0,00182

TAB. III.3 Dimensions des haubans pour le modèle 14@6m.

Nº hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
1	5700	0,00194	0,00197	0,00206
2	5400	0,00244	0,00244	0,00233
3	4800	0,00223	0,00225	0,00221
4	4500	0,00237	0,00238	0,00237
5	4500	0,00222	0,00223	0,00223
6	3900	0,00242	0,00243	0,00243
7	3900	0,00227	0,00228	0,00228
8	3300	0,00251	0,00251	0,00251
9	3300	0,00234	0,00234	0,00234
10	3300	0,00219	0,00218	0,00218
11	2700	0,00247	0,00247	0,00247
12	2700	0,00231	0,00232	0,00233
13	2700	0,00216	0,00218	0,00221
14	2700	0,00203	0,00204	0,00208
15	2700	0,00203	0,00204	0,00208
16	2700	0,00216	0,00218	0,00221
17	2700	0,00231	0,00232	0,00233
18	2700	0,00248	0,00248	0,00248
19	3300	0,00219	0,00219	0,00219
20	3300	0,00234	0,00234	0,00234
21	3300	0,00251	0,00251	0,00251
22	3900	0,00227	0,00228	0,00228
23	3900	0,00242	0,00243	0,00242
24	4500	0,00223	0,00224	0,00223
25	4500	0,00235	0,00236	0,00235
26	4500	0,00247	0,00249	0,00247
27	4800	0,00243	0,00245	0,00243
28	5100	0,00240	0,00241	0,00240

TAB. III.4 Dimensions des haubans pour le modèle 14@6m (suite).

N° hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
29	5100	0,00240	0,00241	0,00240
30	4800	0,00243	0,00245	0,00243
31	4500	0,00247	0,00249	0,00247
32	4500	0,00235	0,00236	0,00235
33	4500	0,00223	0,00224	0,00223
34	3900	0,00242	0,00243	0,00242
35	3900	0,00227	0,00228	0,00228
36	3300	0,00251	0,00251	0,00251
37	3300	0,00234	0,00234	0,00234
38	3300	0,00219	0,00219	0,00219
39	2700	0,00248	0,00248	0,00248
40	2700	0,00231	0,00232	0,00233
41	2700	0,00216	0,00218	0,00221
42	2700	0,00203	0,00204	0,00208
43	2700	0,00203	0,00204	0,00208
44	2700	0,00216	0,00218	0,00221
45	2700	0,00231	0,00232	0,00233
46	2700	0,00247	0,00247	0,00247
47	3300	0,00219	0,00218	0,00218
48	3300	0,00234	0,00234	0,00234
49	3300	0,00251	0,00251	0,00251
50	3900	0,00227	0,00228	0,00228
51	3900	0,00242	0,00243	0,00243
52	4500	0,00222	0,00223	0,00223
53	4500	0,00237	0,00238	0,00237
54	4800	0,00223	0,00225	0,00221
55	5400	0,00244	0,00244	0,00233
56	5700	0,00194	0,00197	0,00206

TAB. III.5 Dimensions des haubans pour le modèle 17@7m.

Nº hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
1	10200	0,00195	0,00202	0,00210
2	9900	0,00243	0,00244	0,00232
3	8700	0,00228	0,00230	0,00223
4	8400	0,00238	0,00240	0,00239
5	7800	0,00243	0,00246	0,00244
6	7800	0,00234	0,00236	0,00234
7	7500	0,00232	0,00234	0,00232
8	6900	0,00239	0,00241	0,00240
9	6900	0,00228	0,00229	0,00228
10	6900	0,00216	0,00217	0,00216
11	6000	0,00234	0,00234	0,00234
12	6000	0,00221	0,00221	0,00222
13	6000	0,00210	0,00210	0,00210
14	4800	0,00246	0,00246	0,00246
15	4800	0,00235	0,00236	0,00236
16	4800	0,00223	0,00225	0,00228
17	4800	0,00209	0,00211	0,00215
18	4500	0,00222	0,00224	0,00229
19	4500	0,00236	0,00239	0,00241
20	4500	0,00249	0,00250	0,00251
21	4500	0,00262	0,00262	0,00262
22	5400	0,00232	0,00232	0,00232
23	5400	0,00245	0,00245	0,00245
24	5400	0,00259	0,00259	0,00259
25	6300	0,00236	0,00237	0,00236
26	6300	0,00249	0,00250	0,00249
27	6900	0,00240	0,00241	0,00240
28	6900	0,00251	0,00253	0,00252
29	7800	0,00234	0,00235	0,00234
30	7800	0,00244	0,00246	0,00244
31	8100	0,00244	0,00247	0,00245
32	8400	0,00245	0,00248	0,00245
33	8700	0,00246	0,00248	0,00246
34	9000	0,00246	0,00249	0,00246

TAB. III.6 Dimensions des haubans pour le modèle 17@7m (suite).

Nº hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
35	9000	0,00246	0,00249	0,00246
36	8700	0,00246	0,00248	0,00246
37	8400	0,00245	0,00248	0,00245
38	8100	0,00244	0,00247	0,00245
39	7800	0,00244	0,00246	0,00244
40	7800	0,00234	0,00235	0,00234
41	6900	0,00251	0,00253	0,00252
42	6900	0,00240	0,00241	0,00240
43	6300	0,00249	0,00250	0,00249
44	6300	0,00236	0,00237	0,00236
45	5400	0,00259	0,00259	0,00259
46	5400	0,00245	0,00245	0,00245
47	5400	0,00232	0,00232	0,00232
48	4500	0,00262	0,00262	0,00262
49	4500	0,00249	0,00250	0,00251
50	4500	0,00236	0,00239	0,00241
51	4500	0,00222	0,00224	0,00229
52	4800	0,00209	0,00211	0,00215
53	4800	0,00223	0,00225	0,00228
54	4800	0,00235	0,00236	0,00236
55	4800	0,00246	0,00246	0,00246
56	6000	0,00210	0,00210	0,00210
57	6000	0,00221	0,00221	0,00222
58	6000	0,00234	0,00234	0,00234
59	6900	0,00216	0,00217	0,00216
60	6900	0,00228	0,00229	0,00228
61	6900	0,00239	0,00241	0,00240
62	7500	0,00232	0,00234	0,00232
63	7800	0,00234	0,00236	0,00234
64	7800	0,00243	0,00246	0,00244
65	8400	0,00238	0,00240	0,00239
66	8700	0,00228	0,00230	0,00223
67	9900	0,00243	0,00244	0,00232
68	10200	0,00195	0,00202	0,00210

TAB. III.7 Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m.

N° hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
1	21000	0,00202	0,00216	0,00240
2	21000	0,00248	0,00255	0,00210
3	18600	0,00231	0,00242	0,00229
4	18000	0,00241	0,00247	0,00243
5	17400	0,00237	0,00244	0,00238
6	17400	0,00229	0,00235	0,00230
7	15300	0,00249	0,00254	0,00249
8	15300	0,00239	0,00243	0,00239
9	15300	0,00229	0,00233	0,00229
10	13500	0,00247	0,00250	0,00247
11	13500	0,00236	0,00238	0,00236
12	13500	0,00225	0,00227	0,00225
13	11400	0,00251	0,00253	0,00251
14	11400	0,00239	0,00240	0,00240
15	11400	0,00228	0,00229	0,00228
16	11400	0,00218	0,00218	0,00218
17	9000	0,00261	0,00260	0,00261
18	9000	0,00252	0,00251	0,00251
19	9000	0,00247	0,00247	0,00248
20	9000	0,00231	0,00233	0,00236

TAB. III.8 Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (suite).

Nº hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
21	9000	0,00231	0,00233	0,00236
22	9000	0,00247	0,00248	0,00248
23	9000	0,00252	0,00251	0,00251
24	9000	0,00261	0,00261	0,00261
25	11400	0,00218	0,00219	0,00219
26	11400	0,00228	0,00229	0,00229
27	11400	0,00239	0,00241	0,00240
28	11400	0,00251	0,00253	0,00252
29	13500	0,00225	0,00227	0,00225
30	13500	0,00236	0,00238	0,00236
31	13500	0,00247	0,00250	0,00247
32	15300	0,00229	0,00233	0,00230
33	15300	0,00239	0,00244	0,00240
34	15300	0,00249	0,00254	0,00250
35	17400	0,00229	0,00235	0,00230
36	17400	0,00238	0,00245	0,00238
37	17400	0,00247	0,00254	0,00247
38	18000	0,00247	0,00255	0,00247
39	18600	0,00248	0,00256	0,00248
40	19200	0,00248	0,00257	0,00248

TAB. III.9 Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (suite).

N° hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
41	19200	0,00248	0,00257	0,00248
42	18600	0,00248	0,00256	0,00248
43	18000	0,00247	0,00255	0,00247
44	17400	0,00247	0,00254	0,00247
45	17400	0,00238	0,00245	0,00238
46	17400	0,00229	0,00235	0,00230
47	15300	0,00249	0,00254	0,00250
48	15300	0,00239	0,00244	0,00240
49	15300	0,00229	0,00233	0,00230
50	13500	0,00247	0,00250	0,00247
51	13500	0,00236	0,00238	0,00236
52	13500	0,00225	0,00227	0,00225
53	11400	0,00251	0,00253	0,00252
54	11400	0,00239	0,00241	0,00240
55	11400	0,00228	0,00229	0,00229
56	11400	0,00218	0,00219	0,00219
57	9000	0,00261	0,00261	0,00261
58	9000	0,00252	0,00251	0,00251
59	9000	0,00247	0,00248	0,00248
60	9000	0,00231	0,00233	0,00236

TAB. III.10 Dimensions des haubans pour le modèle 20@10m (fin).

N° hauban	Section (mm ²)	Déformation initiale		
		Modèles 2D		Modèles 3D
		Avec Modes	Sans Mode	
61	9000	0,00231	0,00233	0,00236
62	9000	0,00247	0,00247	0,00248
63	9000	0,00252	0,00251	0,00251
64	9000	0,00261	0,00260	0,00261
65	11400	0,00218	0,00218	0,00218
66	11400	0,00228	0,00229	0,00228
67	11400	0,00239	0,00240	0,00240
68	11400	0,00251	0,00253	0,00251
69	13500	0,00225	0,00227	0,00225
70	13500	0,00236	0,00238	0,00236
71	13500	0,00247	0,00250	0,00247
72	15300	0,00229	0,00233	0,00229
73	15300	0,00239	0,00243	0,00239
74	15300	0,00249	0,00254	0,00249
75	17400	0,00229	0,00235	0,00230
76	17400	0,00237	0,00244	0,00238
77	18000	0,00241	0,00247	0,00243
78	18600	0,00231	0,00242	0,00229
79	21000	0,00248	0,00255	0,00210
80	21000	0,00202	0,00216	0,00240